

ESTUDIO DE LA FACTIBILIDAD DE AISLAMIENTO SÍSMICO PENDULAR PARA SUBESTACIONES ENCAPSULADAS UBICADAS EN TERRENOS BLANDOS DEL VALLE DE MÉXICO¹

Arturo Tena Colunga², Luis Eduardo Pérez Rocha³, Javier Avilés López⁴, Cuauhtémoc Cordero Macías⁵

Resumen: La industria eléctrica en México está construyendo actualmente subestaciones encapsuladas y transformadores de potencia, dado que es una tecnología más eficiente, económica y segura para la transformación de energía y también requiere de menor espacio. Su empleo ya es un hecho en muchas ciudades de México donde el riesgo y peligro sísmicos son bajos y pueden considerarse prácticamente despreciables. Debido a todas estas ventajas, Comisión Federal de Electricidad (CFE) estudia la posibilidad de construir varias subestaciones de este tipo en el valle de México, donde el riesgo y el peligro sísmico son altos. Las subestaciones encapsuladas están compuestas de una serie de tubos de acero de gran diámetro a presión que contienen un gas tóxico que funciona como agente aislante de los cables eléctricos que alberga. Por lo tanto, se requiere garantizar que durante un sismo intenso, la subestación esté en operación completa y que no exista el riesgo de alguna fuga del gas tóxico, especialmente en los terrenos blandos del valle de México. El empleo del aislamiento sísmico en terrenos blandos como los de la zona del lago de la ciudad de México es atípico y requiere evaluarse a cabalidad, dada la posibilidad de que puedan presentarse problemas de inestabilidad dinámica en el sistema aislador-estructura, tanto por la potencial respuesta resonante con el sitio, como por el cabeceo global o efectos de asentamientos diferenciales y/o súbitos durante sismos intensos. Se presentan los estudios realizados para evaluar la factibilidad de emplear sistemas de aislamiento de tipo pendular para el proyecto arquitectónico tentativo del edificio de subestación tipo SF6 en seis sitios del valle de México, donde se incluyeron los efectos de la interacción suelo-estructura. Conforme a lo estudiado, se concluye que aun tomando en cuenta los efectos de la interacción suelo-estructura, es viable emplear sistemas de aislamiento sísmico del tipo pendular para aislar sísmicamente de manera efectiva a las subestaciones encapsuladas de interés.

Palabras clave: aislamiento de base, aisladores pendulares, aislamiento sísmico, efectos de sitio, industria eléctrica, interacción suelo-estructura, péndulos de fricción, subestaciones encapsuladas, terrenos blandos.

STUDY OF THE FEASIBILITY OF PENDULAR SEISMIC ISOLATION FOR ENCAPSULATED POWER STATIONS LOCATED IN SOFT SOILS OF THE VALLEY OF MEXICO

Abstract: Nowadays, the power industry in Mexico is building encapsulated power stations, because they are a more efficient, safer and cheaper technology for power transformation, and also requires of smaller spaces. Encapsulated power stations have been already built in cities of Mexico where the seismic risk and hazard is negligible. Given all the advantages described above, Comisión Federal de Electricidad (CFE), the Mexican power company, is studying the possibility to build this type of stations in the Valley of Mexico, where the earthquake risk and hazard are high. Encapsulated power stations are composed of a series of high diameter pressured steel pipes that contains a toxic gas as an insulation media for the electric cables that host inside. Therefore, it is required that for severe earthquake

¹Artículo recibido el 13 de agosto de 2014 y aceptado para publicación el 14 de diciembre de 2014

²Universidad Autónoma Metropolitana, Departamento de Materiales, Av. San Pablo 180, Col. Reynosa Tamaulipas, 02200 México, D.F., e-mail: atc@correo.azc.uam.mx, agb@correo.azc.uam.mx

³Instituto de Investigaciones Eléctricas, 62490 Cuernavaca, Morelos, México, e-mail: lepr@iie.org.mx

⁴Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, 62550 Jiutepec, Morelos, México, e-mail: javiles@tlaloc.imta.mx

⁵Comisión Federal de Electricidad, 06500 México, D.F., México, e-mail: cuauhtemoc.cordero@cfе.gov.mx

shaking, encapsulated power station remain fully operational and that there will be no risk of a gas leak, particularly in the soft soil sites of the Valley of Mexico. The use of base isolation in soft soils as those found in the lakebed region of Mexico City is atypical and must be seriously evaluated. In soft soils, there is a higher risk of dynamic instability of base isolated structures for severe earthquake shaking due to the likeliness of resonant response with the ground, global rocking effects or sudden differential settlements of the ground. Research studies devoted to assess the feasibility of employing pendular isolation systems for the benchmark architectural model of SF6 power stations for six soft soil sites in the Valley of Mexico are summarized in this paper. Soil-structure interaction (SSI) effects were included. The results of the study allowed concluding that pendular isolation systems can be used for an effective seismic isolation of SF6 power stations in soft soils.

Keywords: base isolation, encapsulated power stations, friction pendulum, pendular isolators, power industry, seismic isolation, site effects, soft soils, soil-structure interaction.

INTRODUCCIÓN

La industria eléctrica mexicana se encuentra en una etapa de modernización de su infraestructura, y entre los proyectos de modernización más ambiciosos se encuentra la construcción de nuevas subestaciones eléctricas encapsuladas, así como el reemplazo de subestaciones obsoletas por subestaciones encapsuladas. Las estaciones encapsuladas son una tecnología de nueva generación, más eficientes, económicas y seguras para la transformación de energía, y también requieren de menor espacio. Las subestaciones encapsuladas están compuestas de una serie de tubos de acero de gran diámetro a presión, que contienen un gas tóxico que funciona como agente aislante de los cables eléctricos que albergan (Figura 1). Con este sistema se reducen muchos riesgos, las pérdidas de conducción eléctrica, y es una tecnología ya probada en Europa.

SCIPEDIA

Register for free at <https://www.scipedia.com> to download the version without the watermark



Figura 1: Subestación encapsulada típica construida en México.

Ya se han construido subestaciones encapsuladas en ciudades de México donde el riesgo y peligro sísmicos son bajos (Figura 1). Dadas sus ventajas, la Comisión Federal de Electricidad (CFE) estudia la posibilidad de reemplazar subestaciones obsoletas por nuevas subestaciones encapsuladas en el valle de México, donde el riesgo y el peligro sísmico son altos, además de que se presentan efectos de sitio importantes. Para que esto sea factible, se requiere garantizar que durante un sismo intenso, la subestación encapsulada esté en operación completa, y que no exista riesgo alguno de fugas del gas tóxico. Estos requisitos presentan un gran reto, especialmente en los terrenos blandos del valle de México.

A priori, la utilización de sistemas de aislamiento sísmico convencionales (con base en elastómeros) en estructuras localizadas en suelos blandos de la ciudad de México, con periodos de sitio mayores a 1.25 segundos ($T_s \geq 1.25s$) no es recomendable, debido a la potencial respuesta resonante de la estructura aislada sísmicamente, como consecuencia del alargamiento de su periodo fundamental de vibrar, lo cual se ha demostrado analíticamente (González y Noguez, 1994; Tena-Colunga, 1996). De hecho, en terrenos blandos es muy probable que, alargando el periodo en el intervalo de uno a cuatro segundos empleando elastómeros, se aumenten tanto las demandas de aceleración como las de desplazamiento, por lo cual emplear aislamiento sísmico con elastómeros no ofrece conceptualmente ninguna ventaja. Además, los hundimientos diferenciales ocasionados por las deformaciones de los estratos arcillosos pueden ser muy riesgosos, ya que éstos tendrían un impacto desfavorable en la estabilidad del sistema de aislamiento para tomar la carga vertical ante el desplazamiento máximo de diseño.

Dado que el diseño convencional de una subestación encapsulada en suelos blandos no garantiza que ésta se encuentre en operación completa después de un sismo intenso, y que existe el riesgo de que se dañe alguna de las tuberías de manera tal que se fugue el gas tóxico (con consecuencias de salud para la población en general), el personal técnico de CFE consideró que el empleo de aislamiento sísmico parecería una opción viable para evitar o minimizar movimientos diferenciales de importancia que no pudieran absorber las conexiones de las tuberías, por lo que debería estudiarse y así valorar si permitiría dar una mayor protección a este tipo de instalaciones y sus contenidos durante la ocurrencia de un sismo intenso. El empleo del aislamiento sísmico en terrenos blandos como los de la zona del lago de la ciudad de México es atípico y requiere evaluarse a cabalidad, dada la posibilidad de que puedan presentarse problemas de inestabilidad dinámica en el sistema aislador-estructura, tanto por la potencial respuesta resonante con el sitio, como por el cabeceo global o efectos de asentamientos diferenciales y/o súbitos durante sismos intensos. Por ello, CFE solicitó un estudio de factibilidad técnica para explorar sistemas de aislamiento sísmico que pudieran emplearse para aislar de manera eficiente este tipo de subestaciones en suelos blandos, minimizando los movimientos diferenciales entre edificios contiguos que contienen estas tuberías, lo cual se logra aislándolos al mismo periodo objetivo. En las siguientes secciones se resumen los aspectos más relevantes de los estudios realizados para evaluar la factibilidad de emplear sistemas de aislamiento de tipo pendular para el proyecto arquitectónico tentativo del edificio de subestación tipo SF6 en seis sitios del valle de México, donde se incluyeron los efectos de la interacción suelo-estructura. Los detalles del estudio se reportan en Tena et al. (2012).

ALCANCE DEL ESTUDIO

El personal técnico de CFE solicitó valorar la factibilidad de emplear sistemas de aislamiento sísmico eficientes para el proyecto tentativo de un edificio para subestaciones encapsuladas en terrenos blandos de la zona del lago del Valle de México, identificados con los siguientes nombres: Narvarte, Verónica, Culhuacán, Chimalpa, Los Reyes y El Rosal.

Como una primera aproximación, se propuso evaluar esta factibilidad considerando condiciones ideales del edificio tipo y del sistema de aislamiento, es decir, ignorando la interacción dinámica suelo-aislador-estructura, pero tomando en cuenta las características dinámicas de los suelos de los sitios de interés.

En una segunda etapa se realizaron y evaluaron diseños generales preliminares para dar guías sobre la estructuración más adecuada para las estaciones encapsuladas, empleando perfiles de acero estructural y/o sección compuesta, y se evaluó la factibilidad de emplear sistemas de aislamiento de tipo pendular para este proyecto tentativo, considerando la interacción dinámica suelo-aislador-estructura e incluyendo las características dinámicas de los suelos de los sitios de interés, tanto de manera simplificada con modelos idealizados que desprecian los efectos multidireccionales, como con modelos tridimensionales que toman estos en cuenta.

SISMOS DE DISEÑO

La respuesta de campo libre en un depósito de suelo puede calcularse con el modelo unidimensional de propagación de ondas de corte (Thompson, 1950; Haskell, 1962). Este modelo permite considerar los efectos de sitio relacionados con la estratificación del suelo, la flexibilidad del basamento y la no linealidad de los materiales. La excitación sísmica se proporciona en términos de un espectro de peligro uniforme (EPU) en roca.

Los EPU en roca se construyen mediante la contribución ponderada de todos los eventos posibles que afectan a una región, que en el caso del Valle de México son sismos que principalmente se originan de las siguientes fuentes:

a) subducción, b) fallamiento normal, c) intraplaca, y d) locales. El factor de ponderación está dado principalmente, por la sismicidad de las diversas fuentes y su distancia al Valle de México. En la Figura 2 se muestran los EPU en roca (5% de amortiguamiento) para periodos de retorno de 125 (Grupo B) y 475 (Grupo A) años, que son la base de los espectros de diseño contemplados en las NTCS-2004 (2004) del reglamento vigente para el Distrito Federal (Ordaz et al., 2003). Estos espectros exhiben dos picos en periodos de vibrar cercanos a 0.25 s y 1 s. El primero está asociado con sismos de campo cercano (locales, fallamiento normal e intraplaca) y el segundo con sismos de campo lejano (subducción).

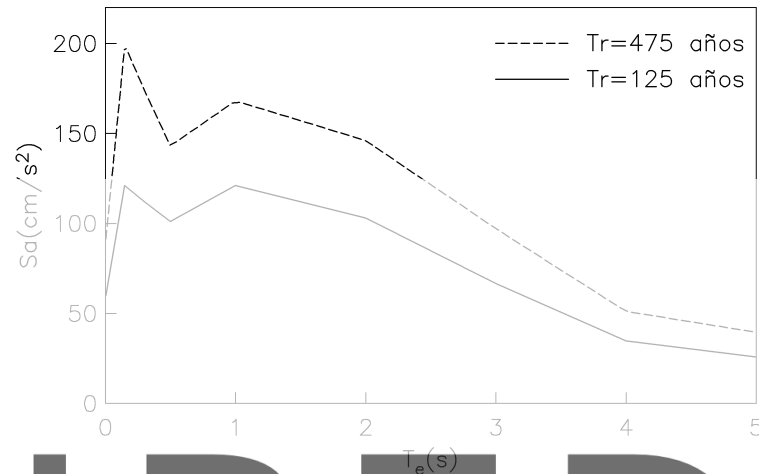


Figura 2: Espectros de peligro uniforme en roca para el Valle de México.

Conocido el espectro de respuesta objetivo, se pueden simular registros de aceleración sintéticos representativos del movimiento del terreno al nivel del basamento, para posteriormente calcular la respuesta de campo libre en la superficie. Específicamente, se hace uso de un método de simulación de sismos que cumplen con amplitudes espectrales prescritas. El principio del método es construir señales transitorias cuyos espectros de respuesta se ajustan iterativamente al espectro de respuesta objetivo. Con fines ilustrativos, en la Figura 3 se muestran los registros de aceleración sintéticos obtenidos para 475 años de periodo de retorno, así como la compatibilidad lograda con los espectros de respuesta objetivo. Este ejercicio también se realizó para un periodo de retorno de 125 años (no mostrado, Tena et al., 2012). Estos movimientos son ficticios, pero conservadores, ya que las ordenadas espectrales calculadas se ajustan en todos los periodos de vibrar y no sólo en aquellos periodos característicos del tipo de sismo.

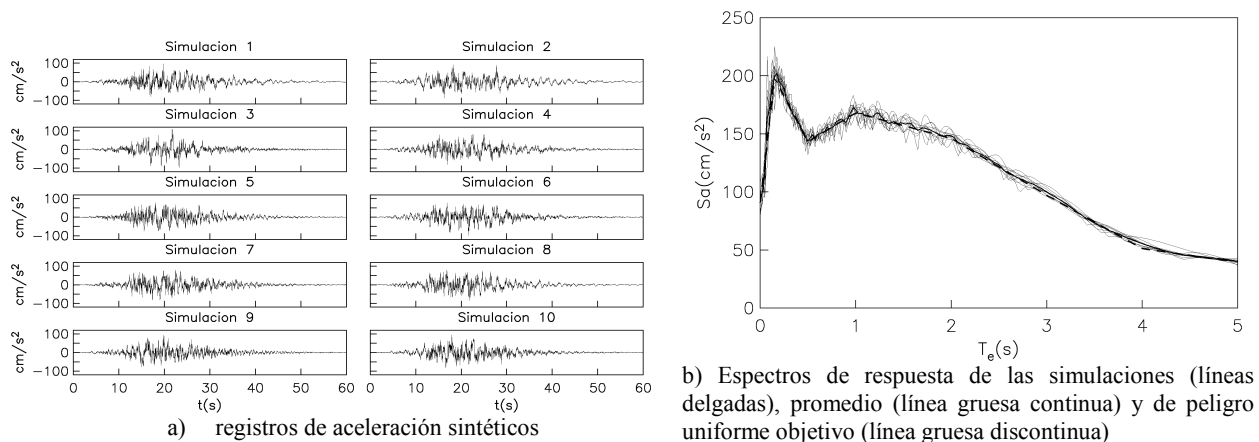


Figura 3: Registros de aceleración sintéticos y espectros de respuesta en roca para 475 años de periodo de retorno.

EFFECTOS DE SITIO

Para cada sitio de interés se contó con estudios de topografía y mecánica de suelos. Sin embargo, cabe señalar que esta información era escasa para evaluar con certeza los efectos de sitio. Para tomar en cuenta la incertidumbre en los datos, se generaron de forma aleatoria posibles realizaciones del perfil estratigráfico, tomando como referencia los valores del periodo del sitio T_s y de la profundidad al basamento H_s especificados en los mapas de zonificación sísmica reglamentarios (NTCS-2004, 2004). Conocidos estos parámetros, la velocidad efectiva del sitio se obtiene como $V_s = 4H_s / T_s$. La velocidad de ondas de corte V_r del basamento se estimó tal que la respuesta resonante del sitio obtenida con funciones de transferencia analíticas (modelos estratigráficos) fuera similar a la obtenida con funciones de transferencia empíricas (cocientes espectrales). Para cada simulación del perfil estratigráfico, la respuesta de campo libre se calculó suponiendo propagación vertical de ondas de corte.

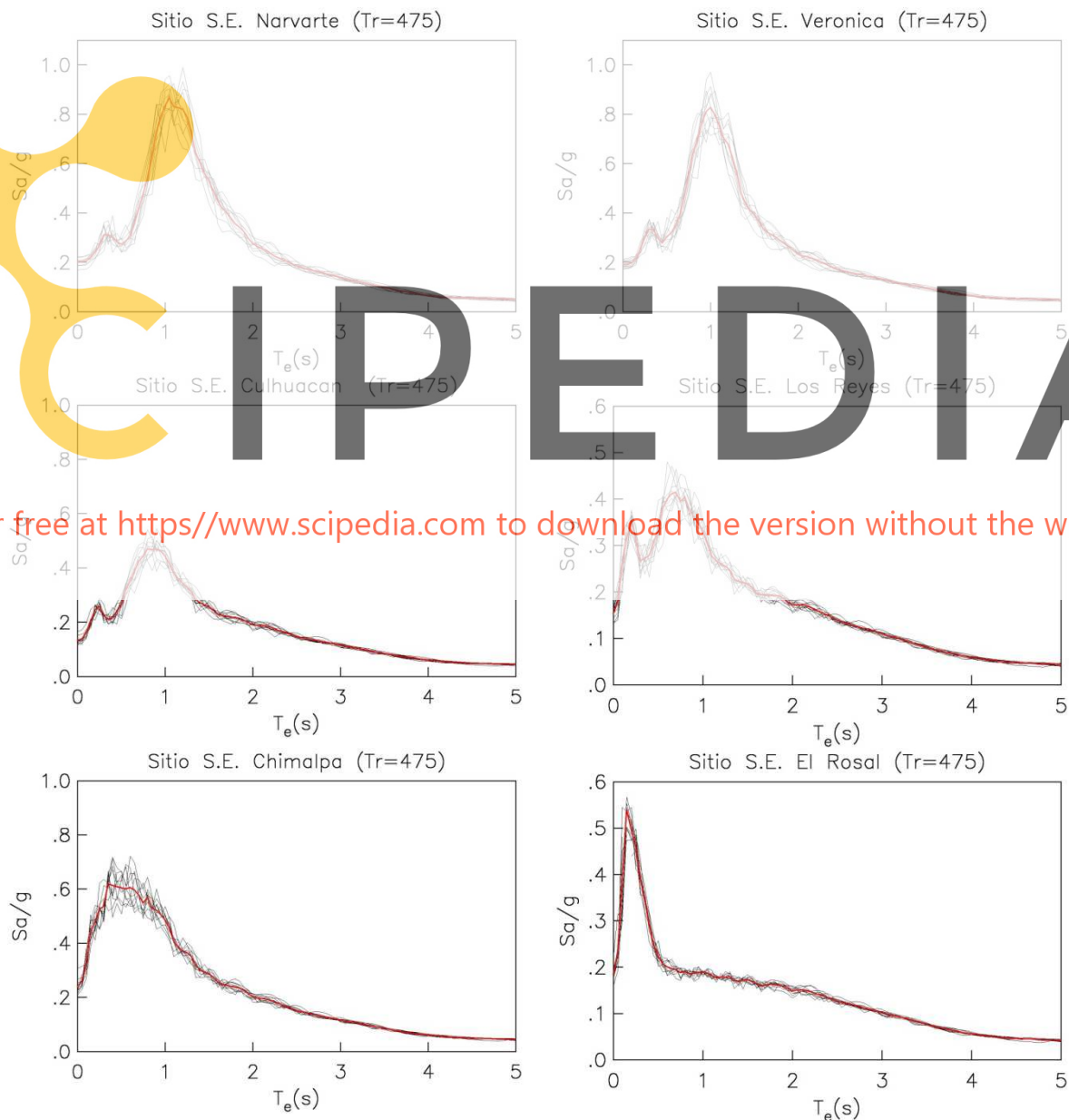


Figura 4: Espectros de respuesta promedio (línea gruesa roja) y de los registros de aceleración sintéticos (líneas delgadas negras) para 475 años de periodo de retorno para los sitios de interés en el Valle de México.

Durante sismos intensos, los suelos pueden presentar comportamiento no lineal en sus propiedades dinámicas. Para tener en cuenta la pérdida de rigidez y el aumento de amortiguamiento al deformarse el suelo, se aplica el método lineal equivalente (Seed e Idriss, 1969). Así se establece un proceso iterativo de análisis lineales con parámetros dinámicos corregidos, el cual se detiene hasta alcanzar la convergencia deseada.

Los espectros de sitio deben reflejar los efectos de amplificación dinámica asociados a las condiciones locales del subsuelo. Estos espectros se determinan a partir de los registros de aceleración en superficie que resultan de pasar los registros de aceleración sintéticos en roca por el modelo estratigráfico del sitio. Empleando la técnica descrita, y considerando un 5% de amortiguamiento viscoso equivalente, se calcularon los espectros de respuesta específicos para cada sitio (Figura 4), correspondientes al sismo de diseño para 475 años de periodo de retorno. Además, se determinaron 10 registros de aceleración sintéticos para cada uno de los sitios de interés, considerando el Espectro de Peligro Uniforme. En la Figura 4 se grafican los espectros de los registros de aceleración sintéticos junto con el espectro promedio. De la Figura 4 se aprecia que, afortunadamente, ninguno de los sitios de interés tiene un periodo dominante del terreno alto (en todos los casos $T_s \leq 1.1$ s), y que los sitios El Rosal y Chimalpa tienen más bien características de terreno firme y de transición, respectivamente. De hecho, el resto de los sitios parecen estar ubicados en terrenos de transición.

Los registros de aceleración sintéticos se reportan en Tena et al. (2012) y, por fines de espacio, sólo se muestran los correspondientes al sitio Narvarte en la Figura 5, que es el que tiene mayores características de un terreno blando.

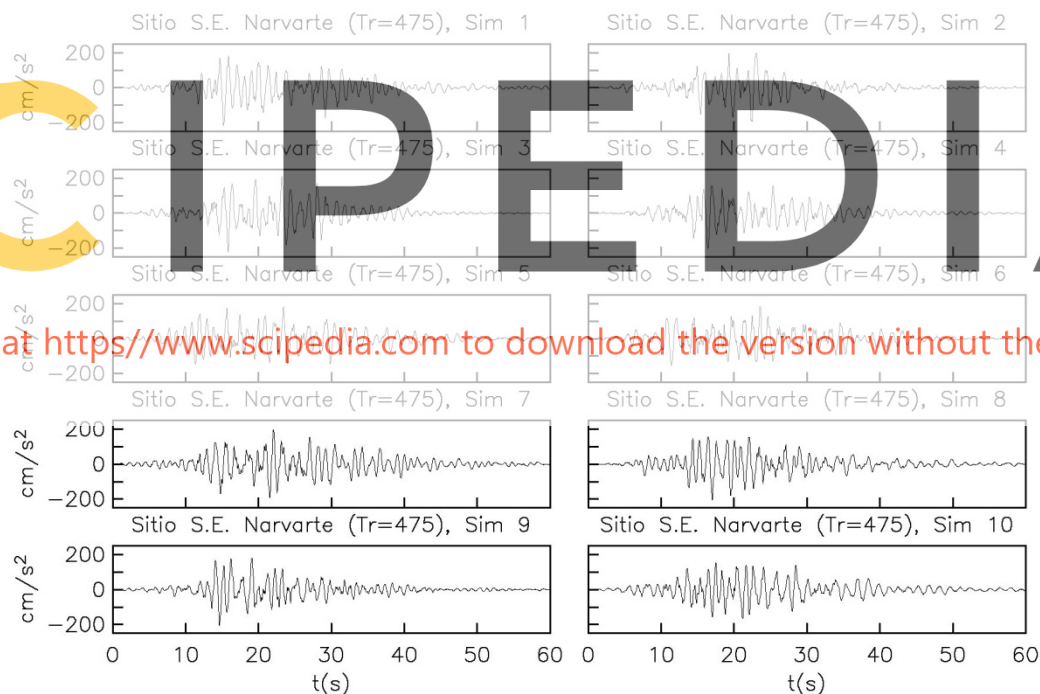


Figura 5: Registros de aceleración sintéticos generados para el sitio Narvarte.

PREDISEÑO DEL EDIFICIO TIPO

El proyecto arquitectónico tentativo de los edificios de subestación tipo SF6 se presenta en la Figura 6. Entre los principales requisitos que se debían considerar para el diseño por sismo de los edificios desde el punto de vista estructural se encontraban:

- el edificio debe ser de estructura de acero y sistemas de piso de losa-acero (costilla o “steel deck” en inglés),

- b) se debe considerar para su análisis y diseño estructural el Reglamento para las Construcciones del Distrito Federal (RCDF-2004) y sus Normas Técnicas Complementarias correspondientes vigentes (NTCS-2004, NTCEM-2004, NTCC-2004, NTCDC-2004),
- c) la cimentación del edificio se debería resolver mediante un cajón totalmente compensado, apeguándose a la especificaciones de CFE y a las NTCDC-2004, tomando en consideración el estudio geotécnico del sitio y,
- d) para el análisis y diseño geotécnico de la cimentación, se debería realizar un análisis de interacción dinámica suelo-estructura.

Prediseño estructural

Como se aprecia en la Figura 1, los edificios de las subestaciones encapsuladas ya construidas en México se han resuelto con base en marcos de acero ligeros, dado que las combinaciones por sismo no han regido su diseño. En virtud de lo anterior, y con base en la información de los planos arquitectónicos y de fachadas (por ejemplo, Figura 6), que tienen información prácticamente nula sobre la solución estructural, se decidió como primera aproximación realizar un prediseño del edificio de la subestación SF6 resuelto con base en marcos dúctiles de acero y sistema de piso de losa-acero, cumpliendo con los requisitos señalados.

La propuesta de estructuración típica en planta se presenta en la Figura 7b, que es la correspondiente al modelo tridimensional (Figura 7a) desarrollado en el programa ETABS (CSI, 2005). Se aprecia que para fomentar la transmisión favorable de las fuerzas sísmicas en dos direcciones ortogonales, para que la losa-acero trabaje como un diafragma rígido y resistente, esta y las vigas secundarias se distribuyeron en planta alternando su orientación en tableros contiguos, de manera similar a un tablero de ajedrez. Las vigas secundarias se dispusieron a una separación de 2 metros, por lo cual, en virtud de ello, la losa-acero necesita un firme de concreto de 5 cm si sus costillas se encuentran espaciadas a cada 6 pulgadas (aproximadamente 15 cm). Se consideró emplear conectores de cortante de media pulgada de diámetro y 15 cm de longitud. El diseño del sistema de piso con ayuda del programa ETABS sugirió emplear perfiles W12x26 como las vigas secundarias de apoyo de la losa-acero.

En cuanto al sistema estructural principal, se observa de la planta de la Figura 7b y del modelo tridimensional de la Figura 7a, que en la estructuración se tuvo cuidado de proponer columnas que definieran ejes y marcos regulares. Pero, dado que en el rectángulo principal de 12.60 m x 16.30 m, en planta baja está contemplado el uso de una grúa bajera que requiere un espacio de 12.60 m (Figura 6a), no existen columnas continuas diferentes en este espacio, por lo que ahí se tienen vigas principales de grandes claros (12.60 m y 16.30 m a ejes centroidales). También cabe señalar que la planta baja del edificio dispone de una doble altura de 7.30 m, que aunada a la propuesta arquitectónica de disponer de un primer nivel para fosa para cables de tan sólo 1.80 m de altura (Figuras 6c y 6d), tal propuesta irremediablemente fomenta un potencial problema por piso suave. Por ello, y considerando que existen otras irregularidades geométricas en la propuesta original, se diseñó a la estructura como irregular según las NTCS-2004 (2004). En el modelo final se consideró que la altura de ese primer entrepiso debe ser de 2.50 m mínimo, pues la altura libre de esa fosa debe permitir que una persona de estatura promedio pueda acceder a ella.

En el diseño del sistema estructural principal con base en marcos dúctiles de acero se supuso un factor de comportamiento sísmico $Q = 3$, un factor de corrección por irregularidad $\alpha = 0.8$ y las combinaciones de carga vertical (carga muerta más carga viva con intensidad instantánea) con sismo considerando todas las combinaciones por efectos ortogonales (8), más la combinación por carga vertical (carga muerta más carga viva máxima) y la combinación de cargas verticales de servicio.

Para la definición del espectro de diseño por sismo, se incorporó la información obtenida en los estudios de sitio que se resumen en la sección anterior, donde se obtuvo que para el sitio Narvarte, el periodo dominante del sitio es $T_s = 1.1$ s (Figura 4), mientras que para el sitio Verónica es $T_s = 1$ s (Figura 4). Por lo tanto, con la información más precisa de los sitios, para fines del cumplimiento de las NTCS-2004 del RCDF-2004, el sitio Narvarte es el que presenta las condiciones aparentemente más desfavorables para fines de diseño sísmico.

Conforme a lo requerido por CFE, el diseño de las subestaciones encapsuladas tipo SF6 se debe hacer conforme a los espectros de diseño de las NTCS-2004 del RCDF-2004, por lo que se calculó el espectro del diseño según el Apéndice A de las NTCS-2004 para un periodo de sitio $T_s = 1.1$ s, el cual se presenta y compara con el de la zona II

en la Figura 8 para $Q = 3$, donde se aprecia que el espectro del Apéndice A para el sitio requeriría de mayores ordenadas espectrales de diseño en la meseta, toda vez que se reduce por ductilidad con respecto al espectro propuesto para la zona II. Los espectros inelásticos mostrados en la Figura 8 ya están afectados por el factor de corrección por irregularidad $\alpha = 0.8$ en Q' .

Con toda esta información, se realizó el prediseño del edificio conforme a las NTCS-2004, utilizando un análisis modal espectral incorporando los 12 primeros modos de vibración, más todas las combinaciones de carga antes descritas y la revisión de los estados límites de servicio. Se estudiaron cuatro opciones distintas de estructuración, que se resumen a continuación.

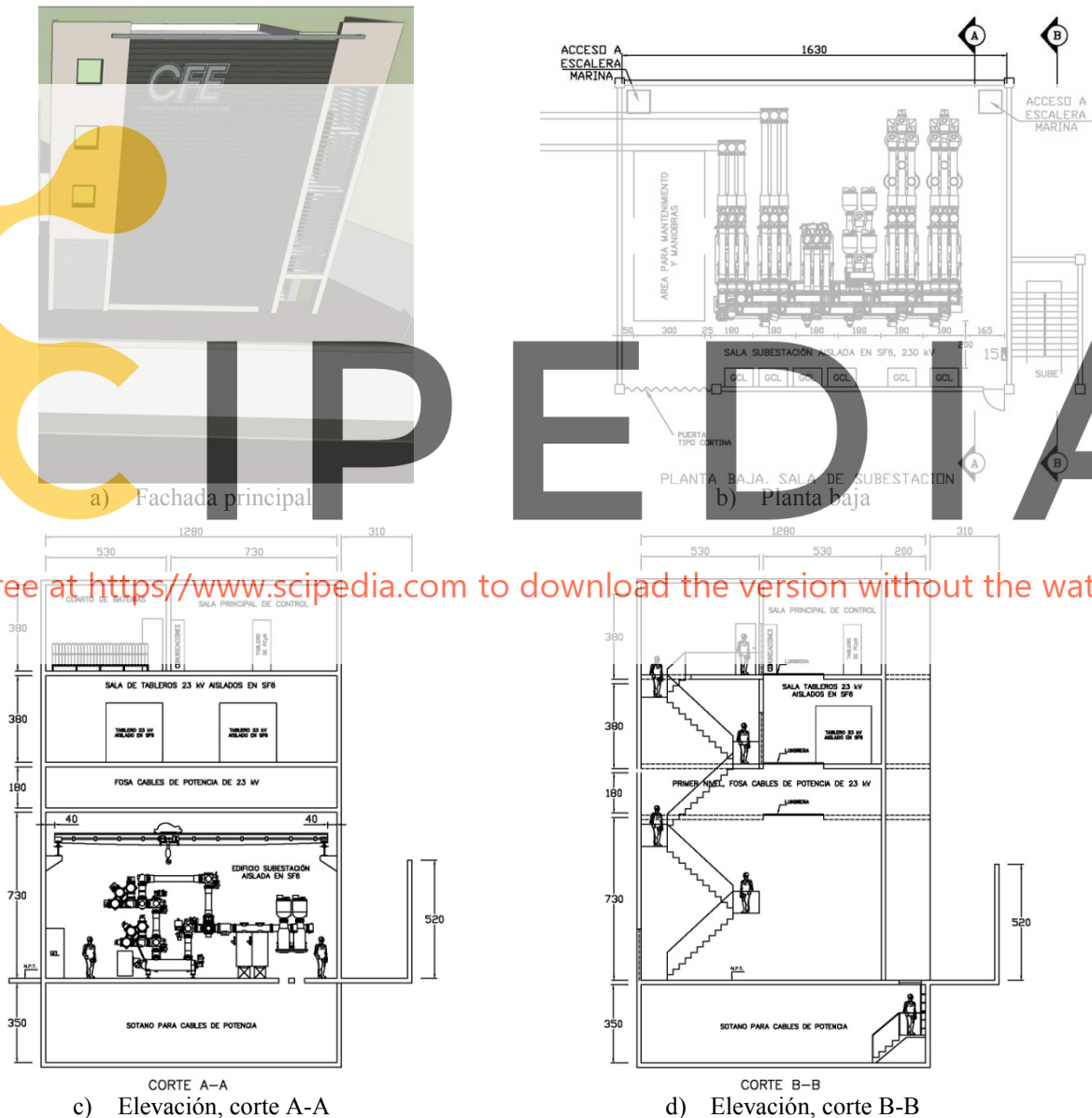
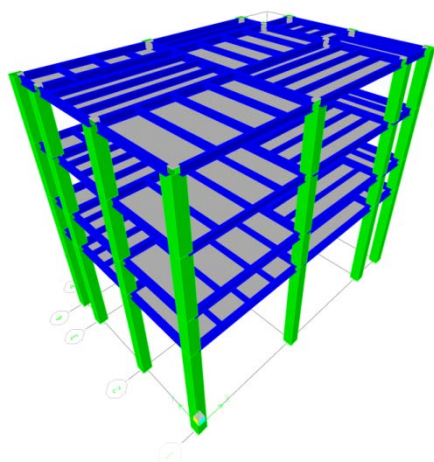
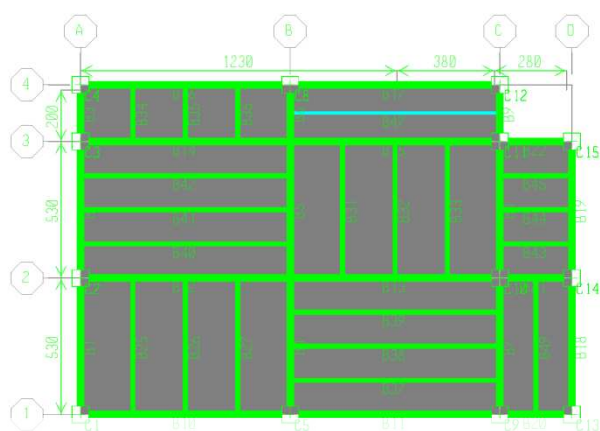


Figura 6: Proyecto arquitectónico tentativo para las subestaciones encapsuladas.



a) Modelo tridimensional en ETABS



b) Planta típica

Figura 7: Modelo tridimensional en ETABS considerando marcos dúctiles.

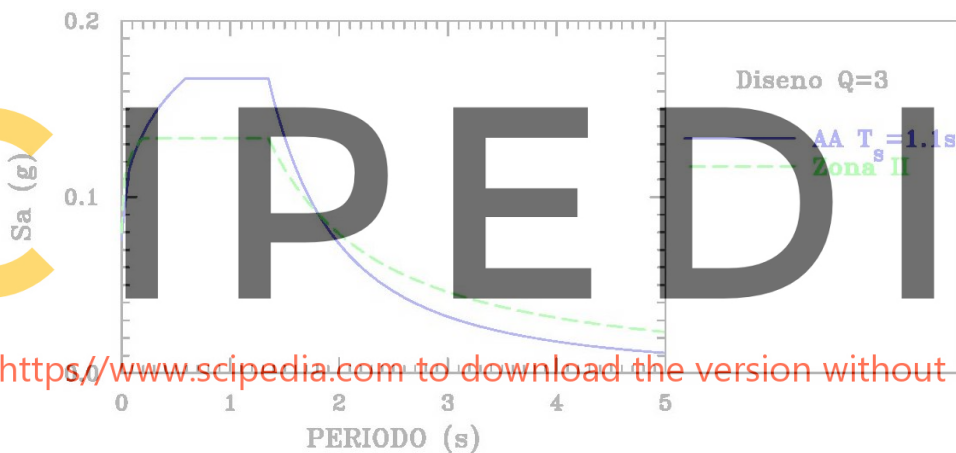


Figura 8: Espectros de diseño según el RCDF-2004 para suelos con $T_s = 1.1$ s (transición).

Modelo SF6-Psuave

Este es el modelo que corresponde a la concepción arquitectónica original, donde la estructura está resuelta exclusivamente con base en marcos dúctiles de acero estructural. En el prediseño se consideró cambio de secciones de las columnas de planta baja con respecto a las de los siguientes niveles. El prediseño final consiste de columnas de sección cajón de 65x65 cm y un espesor de placa $t = 4.13$ cm (1.625") para planta baja y columnas de 65x65cm y un espesor de placa $t = 2.22$ cm (7/8") para los niveles restantes. Las vigas de los marcos del perímetro son W16x77 para los dos primeros niveles y W16x57 para los dos últimos niveles, y en su diseño rigieron las combinaciones de cargas verticales con sismo. Las vigas de los marcos interiores (claros largos) resultaron ser W16x100 en todos los niveles, y en su diseño rigió el estado límite de deformación por cargas verticales de servicio.

El resumen de las características dinámicas del modelo final de prediseño, que dadas sus características se denomina SF6-Psuave, se reporta en la Tabla 1. De la misma se aprecia que aunque el acoplamiento torsional de los modos fundamentales de traslación (modos 1 y 2, Figura 9) es prácticamente despreciable, la flexibilidad lateral de la estructura es demasiado grande para un edificio de 4 niveles, debido principalmente a la doble altura del nivel de planta baja.

Tabla 1: Primeros tres modos y periodos de vibración para el modelo SF6-Psuave.

Modo	T (s)	Masa modal			Sumatoria de masas modales		
		Dir. X	Dir. Y	Rotación	Dir. X	Dir. Y	Rotación
1	1.043	94.80	1.08	0.18	94.80	1.08	0.18
2	0.991	1.22	92.39	3.21	96.02	93.47	3.39
3	0.742	0.07	3.02	93.46	96.08	96.48	96.85

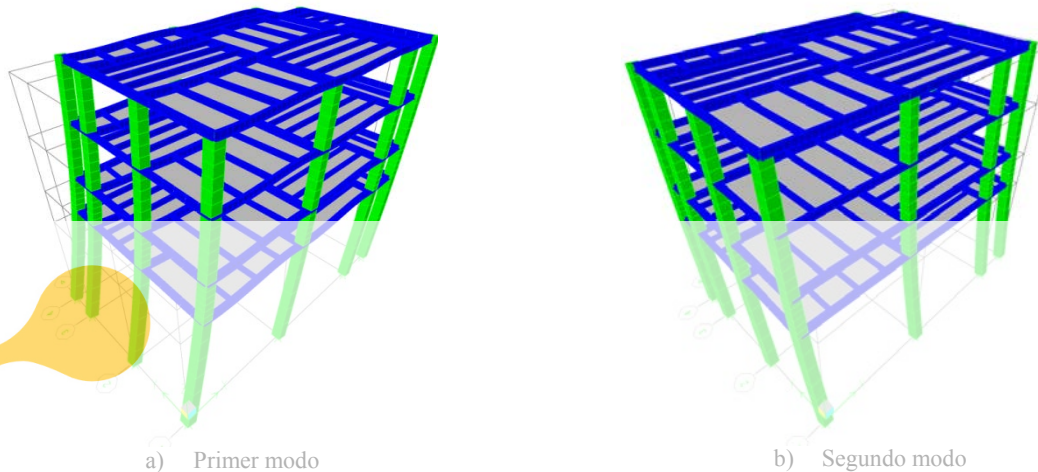


Figura 9: Modos fundamentales de vibración del modelo SF6-Psuave.

En la Tabla 2 se resumen las distorsiones de entrepiso del prediseño, el cortante de entrepiso de diseño asociado, así como la rigidez de entrepiso relativa calculada para valorar un potencial problema por piso suave conforme a las NTCS-2004. Se aprecia que en el prediseño, la distorsión de entrepiso del nivel 1 (PB) es mayor pero cercana al 3% que le permitiría el Apéndice A de las NTCS-04, y es prácticamente 50% mayor que la del segundo nivel. Cuando se evalúa su potencial flexibilidad conforme a las NTCS-2004, al ser el cociente $k_2/k_1 > 2.0$, la estructura es en teoría fuertemente propensa por la aparición de piso suave, a pesar de que se evaluó esta condición utilizando modelos elásticos de flexión, donde se obtienen resultados no conservadores, dado que en el intervalo de comportamiento no lineal, se pueden obtener respuestas sumamente evidentes de un piso suave para estructuras donde la evaluación del cociente k_2/k_1 se hace con modelos de flexión, aun cuando sus resultados sugieren que no debería desarrollarse un piso suave (Tena-Colunga 2010). En este caso lo sugieren, y la condición de piso suave es fuerte.

Tabla 2: Distorsiones, cortantes y rigideces de entrepiso para el modelo SF6-Psuave.

Nivel	Distorsión X	Distorsión Y	V_x (Ton)	V_y (Ton)	k_x (Ton/cm)	k_y (Ton/cm)	k_{i+1}/k_i en X	k_{i+1}/k_i en Y
4	0.0131	0.0124	33.97	32.69	40.99	41.48		
3	0.0168	0.0165	65.52	63.33	61.43	60.71	0.667	0.683
2	0.0217	0.0220	91.23	88.58	100.86	96.60	0.609	0.629
1	0.0291	0.0300	116.26	113.23	30.13	27.28	3.347	3.541

Modelo SF6-Contra

Con base en el prediseño obtenido para el modelo SF6-Psuave, donde se aprecia un problema potencial de piso suave y una gran flexibilidad lateral, donde el periodo fundamental de vibración es mayor a 0.2 veces el número de niveles ($T > 0.2N$), y que ambas condiciones son inapropiadas para aplicar aislamiento sísmico, incluso en estructuras que se encuentran en condiciones de sitio ideales (terreno firme), se estudió una propuesta alternativa rigidizando el perímetro de la estructura en planta baja exclusivamente, utilizando contravientos chevrón (V

invertida), lo que resolvería el potencial problema de piso suave y de flexibilidad lateral. El modelo descrito se presenta en la Figura 10a.

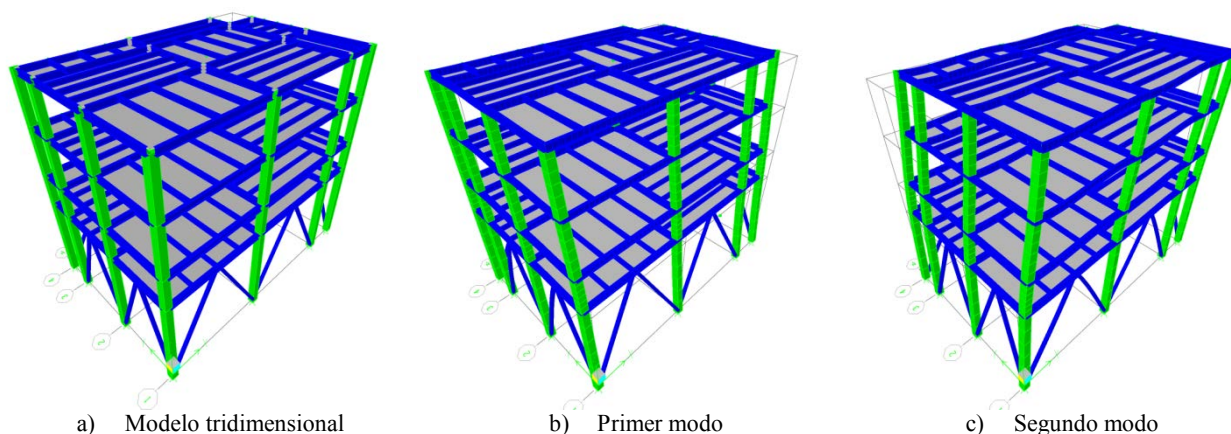


Figura 10: Modelo tridimensional en ETABS y modos de vibrar del modelo SF6-Contra.

De igual manera, se realizó el prediseño del edificio conforme a las NTCS-2004, utilizando un análisis modal espectral incorporando los 12 primeros modos de vibración más todas las combinaciones de carga antes descritas y la revisión de los estados límites de servicio. Se siguió considerando a la estructura como irregular, por lo que se emplearon $\alpha = 0.8$ y los espectros de la Figura 8 para $Q = 3$ en el diseño.

En el prediseño se consideró cambio de secciones de las columnas de planta baja con respecto a las de los siguientes niveles. El prediseño final consiste de columnas de sección cajón de 50x50 cm y un espesor de placa $t = 2.22$ cm (7/8") para planta baja y columnas de 50x50 cm y un espesor de placa $t = 1.59$ cm (5/8") para los niveles restantes. La sección de los contravientos es también cajón de 20x20 cm, con un espesor de placa $t = 0.64$ cm (1/4"). Las vigas de los marcos del perímetro son W16x77 para los dos primeros niveles y W16x57 para los dos últimos niveles, y en su diseño rigieron las combinaciones de cargas verticales con sismo. Las vigas de los marcos interiores (claros largos) resultaron ser también W16x77, y en su diseño rigió el estado límite de deformación por cargas verticales de servicio, pero se redujo la sección como consecuencia del arriostramiento lateral y de la disminución del peso de la estructura.

El resumen de las características dinámicas del modelo final de diseño se reporta en la Tabla 3. De la misma se aprecia que aunque el acoplamiento torsional de los modos fundamentales de traslación (modos 1 y 2, Figuras 10b y 10c) es prácticamente despreciable, y que se redujo notablemente la flexibilidad lateral de la estructura, se redujeron los periodos fundamentales de vibración a prácticamente la mitad, lo que indica que la rigidez lateral aumentó aproximadamente 4 veces con la inclusión de los contravientos.

Tabla 3: Primeros seis modos y periodos de vibración para el modelo SF6-Contra.

Modo	T (s)	Masa modal			Sumatoria de masas modales		
		Dir. X	Dir. Y	Rotación	Dir. X	Dir. Y	Rotación
1	0.547	0.06	89.56	0.33	0.06	89.56	0.33
2	0.491	80.37	0.06	0.05	80.43	89.63	0.38
3	0.374	0.05	0.48	80.56	80.48	90.11	80.94
4	0.198	0.01	9.44	0.37	80.50	99.55	81.31
5	0.182	18.36	0.00	0.04	98.85	99.55	81.36
6	0.141	0.015	0.04	17.49	98.87	99.58	98.84

En la Tabla 4 se resumen las distorsiones de entrepiso de diseño, el cortante de entrepiso de diseño asociado, así como la rigidez de entrepiso relativa calculada para valorar un potencial problema por piso suave conforme a las NTCS-2004. En ella se aprecia que la distorsión de entrepiso máxima del nivel 1 (PB) es cercana al 0.66% (inferior

al límite de 1.5% permitido en el Apéndice A) y prácticamente del orden de la del segundo nivel (0.875%). Sin embargo, también sugiere que contraventeando solamente el primer entrepiso aún no resuelve del todo el potencial piso suave en la dirección Y (cociente k_{y1}/k_{y2}), o que incluso se pudiera liderar a mover el piso suave ahora al tercer nivel, en función del cociente k_{y3}/k_{y2} .

Tabla 4: Distorsiones, cortantes y rigideces de entrepiso para el modelo SF6-Contra.

Nivel	Distorsión X	Distorsión Y	V_x (Ton)	V_y (Ton)	k_x (Ton/cm)	k_y (Ton/cm)	k_{i+1}/k_i en X	k_{i+1}/k_i en Y
4	0.0069	0.0089	34.70	33.61	79.61	60.41		
3	0.0079	0.0104	59.43	60.69	119.20	93.84	0.668	0.644
2	0.0060	0.0088	73.74	79.39	298.24	221.61	0.400	0.423
1	0.0032	0.0066	84.84	95.28	219.70	120.52	1.358	1.839

En términos generales, la estructuración estudiada en el modelo SF6-Contra es mucho más adecuada para un proyecto de aislamiento sísmico, pues dispone de periodos fundamentales de vibración en base rígida cercanos a $T = 0.5$ s, y aunque es flexible para un edificio de 4 niveles ($T > 0.10$ N), sí permitiría un desacoplamiento dinámico importante para el periodo objetivo de aislamiento sísmico.

Modelos SF6-TContra y SF6-ContraCom

Con base en los resultados anteriores, y con la finalidad de reducir aún más la potencial flexibilidad lateral global, se decidió estudiar un par de opciones adicionales de estructuración, una donde se utilizan contravientos chevrón en todos los niveles (modelo SF6-TContra, Figura 11a) y otra donde la estructuración del modelo SF6-Contra se modifica un poco empleando marcos de sección compuesta con columnas de perfil W ahogadas en una sección de concreto reforzado, manteniendo tanto los contravientos perimetrales de acero del primer nivel y las vigas de acero de perfil W (Figura 11b).

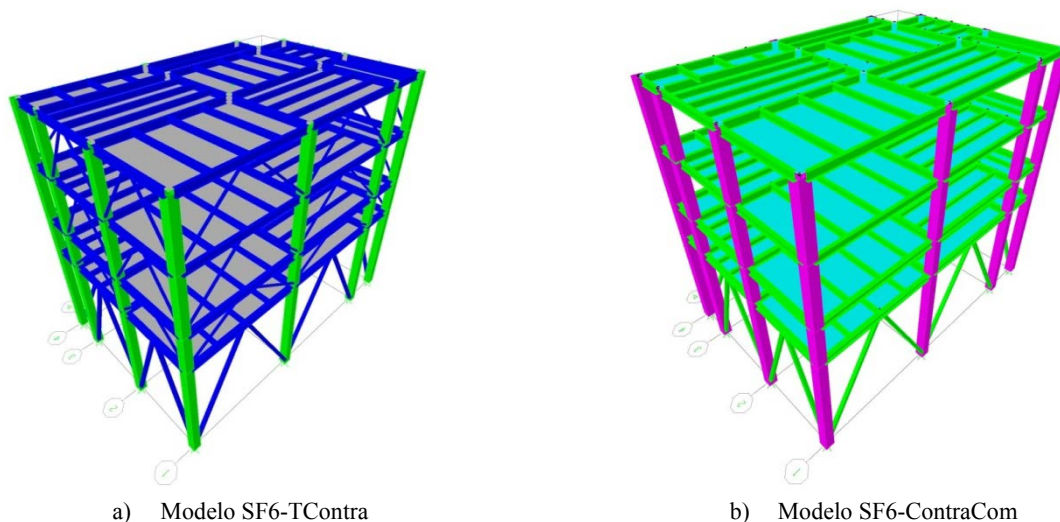


Figura 11: Modelos tridimensionales en ETABS de opciones de estructuración adicionales.

El prediseño final del modelo SF6-TContra consiste de columnas de sección cajón de 50x50 cm y un espesor de placa $t = 2.22$ cm (7/8") para planta baja y columnas de 50x50 cm y un espesor de placa $t = 1.59$ cm (5/8") para los niveles restantes. La sección de los contravientos en planta baja es cajón de 20x20 cm, con un espesor de placa $t = 0.64$ cm (1/4") y para los niveles superiores cajón de 10x10 cm y un espesor de placa $t = 0.64$ cm (1/4"). Las vigas de los marcos del perímetro e interiores son W16x77 para los dos primeros niveles y W16x57 para los dos últimos niveles, y en su diseño rigieron las combinaciones de cargas verticales con sismo para los marcos exteriores y para los interiores rigió el estado límite de deformación por cargas verticales de servicio, pero se redujo la sección como

consecuencia del arriostramiento lateral y de la disminución del peso de la estructura. El resumen de sus características dinámicas principales se reporta en la Tabla 5. De la misma se aprecia que sí se redujo aún más la flexibilidad lateral de la estructura, al reducirse los periodos fundamentales de vibración a menos de 0.5 segundos.

En la Tabla 6 se resumen las distorsiones de entrepiso de diseño, el cortante de entrepiso de diseño asociado, así como la rigidez de entrepiso relativa calculada para valorar un potencial problema por piso suave conforme a las NTCS-2004. En ella se aprecia que la distorsión de entrepiso máxima del nivel 1 (PB) se reduce al 0.63%, muy poco con respecto al modelo donde sólo se contraventea el primer nivel (Tabla 4). A pesar de que se aprecia una reducción importante en las distorsiones de diseño de los niveles 2 a 4 (reducidas a 0.35% en el nivel 2), también se aprecia que contraventeando todos los entrepisos se introduce nuevamente una condición de irregularidad fuerte por piso suave en el primer entrepiso, al obtener cocientes $k_2/k_1 > 2.0$. En virtud de estos resultados, se considera que esta solución de estructuración no resulta idónea y que, de las que se tuvieron tiempo de estudiar, la opción SF6-Contra es mejor opción de estructuración para un proyecto de aislamiento sísmico, así que ésta se descartó de los análisis dinámicos no lineales.

Tabla 5: Modos y periodos de vibración para el modelo SF6-TContra.

Modo	T (s)	Masa modal			Sumatoria de masas modales		
		Dir. X	Dir. Y	Rotación	Dir. X	Dir. Y	Rotación
1	0.457	0.00	97.77	0.03	0.00	97.77	0.03
2	0.361	96.05	0.01	0.01	96.05	97.77	0.04
3	0.272	0.01	0.02	97.15	96.06	97.79	97.19

Tabla 6: Distorsiones, cortantes y rigideces de entrepiso para el modelo SF6-TContra.

Nivel	Distorsión X	Distorsión Y	V_x (Ton)	V_y (Ton)	k_x (Ton/cm)	k_y (Ton/cm)	k_{i+1}/k_i en X	k_{i+1}/k_i en Y
4	0.0013	0.0022	28.13	28.29	364.66	209.12		
3	0.0020	0.0030	54.10	55.16	447.70	297.45	0.815	0.703
2	0.0023	0.0035	74.99	78.11	824.07	554.96	0.543	0.536
1	0.0034	0.0063	93.63	99.86	239.29	134.24	3.444	4.134

En el prediseño del modelo SF6-ContraCom se consideró cambio de secciones de las columnas de concreto reforzada de planta baja con respecto a las de los siguientes niveles. El prediseño final consiste de columnas compuestas cuadradas de 55x55 cm donde en teoría se puede ahogar un perfil W8x35 para todos los niveles. La sección de los contravientos es cajón de 20x20 cm, con un espesor de placa $t = 0.64$ cm (1/4"). Dado que en este sistema constructivo las vigas normalmente son perfiles W y que lo que controla el diseño de las vigas es el estado límite de deformación de las vigas de los marcos interiores que cruzan la nave, los perfiles necesarios para satisfacer los estados límites de deformación son W16x77 para los dos primeros niveles y W16x57 para los dos últimos niveles. Es evidente que este diseño podría tener problemas en la secuencia de construcción, pues normalmente se habilitan los marcos de acero primero un cierto número de niveles y después entran a colar las secciones de concreto (columnas) que, en este caso, son perfiles más esbeltos (W8x35) que el que requieren las vigas (W16x77), por lo que en la práctica sería complicado construirse sin un arriostramiento provisional. Dado que la sección de la columna compuesta requerida (55x55 cm) es mayor que la del modelo de sólo acero SF6-Contra (50x50 cm), y que esta solución es más pesada, no se considera muy factible utilizar secciones compuestas acero-concreto para darle solución al edificio SF6.

El resumen de las características dinámicas del modelo final de diseño se reporta en la Tabla 7. De la misma se aprecia que en efecto el aumento de masa aumentó los periodos de vibración de este modelo con respecto al modelo SF6-Contra.

Tabla 7: Modos y periodos de vibración para el modelo SF6-ContraCom.

Modo	T (s)	Masa modal			Sumatoria de masas modales		
		Dir. X	Dir. Y	Rotación	Dir. X	Dir. Y	Rotación
1	0.590	0.07	89.74	0.28	0.07	89.74	0.28
2	0.530	79.83	0.083	0.02	79.90	89.82	0.29
3	0.417	0.02	0.38	80.07	79.92	90.20	80.37
4	0.220	0.02	9.43	0.29	79.93	99.62	80.65
5	0.200	18.91	0.00	0.03	98.84	99.63	80.68
6	0.161	0.01	0.02	18.16	98.85	99.64	98.85

En la Tabla 8 se resumen las distorsiones de entrepiso de diseño, el cortante de entrepiso de diseño asociado, así como la rigidez de entrepiso relativa calculada para valorar un potencial problema por piso suave conforme a las NTCS-2004. En ella se aprecia que la distorsión de entrepiso máxima del nivel 1 (PB) aumentó al 0.76%, con respecto al modelo SF6-Contra (Tabla 4). Se aprecia también que esta opción tampoco resuelve del todo el potencial piso suave en la dirección Y (cociente k_{y1}/k_{y2}), pudiendo incluso ahora liderar a mover el piso suave al tercer nivel, en función del cociente k_{y3}/k_{y2} . En virtud de los potenciales problemas constructivos, y de que esta alternativa no ofrece ventajas con respecto a la estructuración con base en estructura de acero solamente, también se desechó este modelo para realizar análisis dinámicos no lineales.

Tabla 8: Distorsiones, cortantes y rigideces de entrepiso para el modelo SF6-TContraCom.

Nivel	Distorsión X	Distorsión Y	V_x (Ton)	V_y (Ton)	k_x (Ton/cm)	k_y (Ton/cm)	k_{i+1}/k_i en X	k_{i+1}/k_i en Y
4	0.0082	0.0100	39.26	28.29	76.70	44.79		
3	0.0097	0.0120	69.64	55.16	114.18	72.76	0.672	0.616
2	0.0072	0.0098	86.38	78.11	290.35	190.86	0.393	0.381
1	0.0037	0.0076	99.53	99.86	224.25	107.80	1.295	1.771

EVALUACIÓN DE LA FACTIBILIDAD DEL EMPLEO DE AISLAMIENTO SÍSMICO

Modelos tridimensionales sin considerar interacción suelo-estructura

El aislamiento sísmico es una tecnología de control de la respuesta sísmica cuya aplicabilidad y efectividad ha sido fehacientemente demostrada para terrenos firme y roca, pero cuya aplicación en suelos blandos es muy riesgosa, por la potencial respuesta resonante con el terreno (por ejemplo, González y Noguez, 1994; Tena-Colunga, 1996), problemas de asentamientos súbitos durante un sismo y los asentamientos diferenciales del terreno con el paso de tiempo. No obstante, en la ciudad de México existen algunas aplicaciones en suelos de transición: una escuela pública y una iglesia aislada con el sistema deslizante propuesto por González Flores, así como la Prensa del periódico Reforma con el sistema GT-BIS (Tena-Colunga, 2007). Cabe señalar que todas estas estructuras cumplen con el principio de ser relativamente rígidas con respecto al sistema estructura-aislador, en función del cociente T_{ais}/T_{br} , donde T_{ais} es el periodo fundamental del sistema aislador-estructura y T_{br} es el periodo fundamental de vibración de la estructura si estuviera en base rígida.

Para que un sistema de aislamiento sea eficiente y filtre los movimientos del terreno de manera que la estructura por encima del sistema de aislamiento casi no se deforme relativamente y se traslade esencialmente como un cuerpo rígido, es conveniente que la relación T_{ais}/T_{br} sea lo más grande posible. Para fines prácticos, a partir de estudios donde se demuestra que para $T_{ais}/T_{br} \geq 8$ se minimizan también los efectos de torsión debidos a excentricidades en la superestructura (Tena-Colunga y Escamilla-Cruz, 2007). También es conveniente que el periodo de aislamiento objetivo sea al menos tres veces mayor al periodo dominante del sitio T_s ($T_{ais}/T_s \geq 3$). En terrenos blandos, también

parece conveniente que para evitar (o saltar) el intervalo de periodos donde se presentan respuestas resonantes, el sistema de aislamiento debe tener la característica de aislar de inmediato al periodo de aislamiento objetivo, donde ya no se presentan respuestas resonantes. En este sentido, con los sistemas elastoméricos es muy difícil garantizar lo anterior, por lo que difícilmente constituyen una buena opción, como ya se ha comprobado analíticamente en estudios previos (González y Noguez, 1994; Tena-Colunga, 1996). Sin embargo, los sistemas de aislamiento de tipo pendular y/o deslizantes pudieran ser una alternativa atractiva para lograr este objetivo.

Con esto en mente, en una primera etapa se estudiaron y realizaron simulaciones, con ayuda del programa 3D-Basis (Nagarajaiah et al., 1991), de los modelos SF6-Psuave y SF6-Contra mediante análisis dinámicos paso a paso, valorando algunas variantes de sistemas de aislamiento de tipo pendular, considerando tanto que no disipan energía (péndulo elástico), como que disiparan energía por amortiguamiento viscoso adicional del 15% del crítico, o por fricción (péndulo de fricción). Las dos primeras idealizaciones serían representativas del sistema GT-BIS (por ejemplo, Foutch et al., 1993), mientras que la última sería representativa de péndulos de fricción (por ejemplo, Zayas et al., 1990). El periodo efectivo de aislamiento valorado fue en todos los casos $T_{ais} = 3.5$ s. Se consideró utilizar un aislador debajo de cada línea de columnas, por lo que se consideraron un total de 13 aisladores por modelo.

Para las simulaciones con péndulos de fricción se consideró: a) coeficiente de fricción dinámico máximo $\mu = 0.095$, b) diferencia entre los coeficientes de fricción dinámicos máximo y mínimo: $\Delta\mu = 0.045$, c) la potencia o exponente de la relación constitutiva de fricción: 0.8 y, d) desplazamiento aparente de fluencia de 1.27 mm.

Se consideró la acción simultánea de dos componentes ortogonales de los movimientos del terreno, con base en proponer aleatoriamente dos de las simulaciones obtenidas previamente para cada sitio reportadas en Tena et al. (2012). Se hicieron 5 simulaciones por subestación de interés para cada modelo. Las máximas respuestas para cada sistema de aislamiento se resumen en las Tablas 9 a 13. De ellas se aprecia lo siguiente:

1. Como se podía suponer a priori, dada la gran flexibilidad lateral del modelo SF6-Psuave, donde la relación T_{ais}/T_{br} es < 3.5 en la dirección crítica, y al tener el potencial de poder desarrollar un piso suave, el proyecto de aislamiento pendular para $T_{ais} = 3.5$ es inestable, aún para amortiguamientos del 15% del crítico. La única opción sería aislar con péndulos de fricción, donde por otra parte los desplazamientos de la superestructura no son del todo despreciables. Por lo tanto, de estos resultados se concluye que no sería ideal estructurar las subestaciones tipo SF6 con base en marcos a momento exclusivamente, si lo que se pretende es aislar a dicha estructura de manera efectiva.
2. El aislamiento sísmico para el modelo SF6-Contra es potencialmente efectivo si se desprecian los efectos de interacción, como consecuencia, entre otras cosas, que la relación $T_{ais}/T_{br} \approx 7$ y a que $T_{ais}/T_s > 3$. Sin embargo, se aprecia que si sólo se aísla incrementando el periodo con un sistema pendular que carezca de amortiguamiento, los desplazamientos máximos desarrollados por los aisladores serían muy grandes y difíciles de acomodar. La mejor opción parece ser utilizar un sistema de aislamiento pendular que proporcione amortiguamiento viscoso adicional; sin embargo, dicho sistema puede resultar muy caro de implantar. Los péndulos de fricción parecen dar una opción muy razonable, limitando los desplazamientos de los aisladores a valores razonables, aunque el costo es desarrollar mayores cortantes basales en la estructura. Sin embargo, cabe señalar que sólo se consideró un coeficiente de fricción dinámico máximo, el cual es relativamente alto, y valdría la pena estudiar otros coeficientes de fricción dinámica máximos más bajos, basándose en información disponible por fabricantes.

Tabla 9: Resultados sin ISE para proyectos de aislamiento de la subestación Narvarte.

Tipo de Aislamiento	Modelo SF6-Contra			Modelo SF6-Psuave		
	$D_{max-aislador}$ (cm)	$V_{max-estructura}$ (Ton)	$D_{max-estructura}$ (cm)	$D_{max-aislador}$ (cm)	$V_{max-estructura}$ (Ton)	$D_{max-estructura}$ (cm)
Pendular, $\zeta=0\%$	65.83	97.21	1.33		Inestable	
Pendular, $\zeta=15\%$	20.96	42.04	0.53		Inestable	
Péndulo de fricción	14.06	78.15	1.57	27.92	80.02	5.58

Tabla 10: Resultados sin ISE para proyectos de aislamiento de la subestación Verónica.

Tipo de Aislamiento	Modelo SF6-Contra			Modelo SF6-Psuave		
	$D_{\max\text{-aislador}}$ (cm)	$V_{\max\text{-estructura}}$ (Ton)	$D_{\max\text{-estructura}}$ (cm)	$D_{\max\text{-aislador}}$ (cm)	$V_{\max\text{-estructura}}$ (Ton)	$D_{\max\text{-estructura}}$ (cm)
Pendular, $\zeta=0\%$	64.20	94.19	1.29		Inestable	
Pendular, $\zeta=15\%$	19.16	29.82	0.50		Inestable	
Péndulo de fricción	16.62	85.71	1.71	22.81	106.20	5.22

Tabla 11: Resultados sin ISE para proyectos de aislamiento de la subestación Culhuacán.

Tipo de Aislamiento	Modelo SF6-Contra			Modelo SF6-Psuave		
	$D_{\max\text{-aislador}}$ (cm)	$V_{\max\text{-estructura}}$ (Ton)	$D_{\max\text{-estructura}}$ (cm)	$D_{\max\text{-aislador}}$ (cm)	$V_{\max\text{-estructura}}$ (Ton)	$D_{\max\text{-estructura}}$ (cm)
Pendular, $\zeta=0\%$	61.79	90.47	1.24		Inestable	
Pendular, $\zeta=15\%$	16.39	23.84	0.39		Inestable	
Péndulo de fricción	3.68	76.02	1.36	7.01	89.18	5.11

Tabla 12: Resultados sin ISE para proyectos de aislamiento de la subestación Los Reyes.

Tipo de Aislamiento	Modelo SF6-Contra			Modelo SF6-Psuave		
	$D_{\max\text{-aislador}}$ (cm)	$V_{\max\text{-estructura}}$ (Ton)	$D_{\max\text{-estructura}}$ (cm)	$D_{\max\text{-aislador}}$ (cm)	$V_{\max\text{-estructura}}$ (Ton)	$D_{\max\text{-estructura}}$ (cm)
Pendular, $\zeta=0\%$	61.124	65.63	1.07		Inestable	
Pendular, $\zeta=15\%$	15.88	26.22	0.36		Inestable	
Péndulo de fricción	3.38	81.14	1.29	3.00	84.61	4.16

Modelos bidimensionales simplificados considerando interacción suelo-estructura

Para evaluar los efectos de interacción suelo-estructura (ISE) suelen usarse dos enfoques. El primero consiste en modificar las propiedades dinámicas de la estructura original y evaluar la respuesta de la estructura modificada sujeta al movimiento de campo libre. El segundo consiste en modificar el movimiento de campo libre y evaluar la respuesta de la estructura original ante el movimiento modificado de la cimentación. El primer enfoque es útil para considerar los efectos de ISE sólo en el modo fundamental de vibrar, mientras que el segundo enfoque sirve para determinar espectros de piso aplicables a todos los modos de la estructura. Por la importancia de los edificios proyectados, el análisis de ISE se hizo conforme al segundo enfoque.

En la Figura 12 se ilustra el modelo para el análisis de ISE en edificios con aislamiento sísmico. Para cada dirección de análisis, la estructura se modela como una viga de cortante con cuatro grados de libertad en traslación horizontal y la cimentación como un bloque rígido con dos grados de libertad, uno de traslación horizontal y otro de cabeceo. Adicionalmente, se considera la deformación del aislador, el cual se modela como un resorte y amortiguador en la interfaz entre la superestructura y la subestructura de soporte. El suelo se modela con resortes y amortiguadores variables con la frecuencia de excitación; aunque sólo se indican los resortes, en paralelo también existen los amortiguadores.

Debido a que los amortiguamientos del suelo y el aislador son significativamente mayores que el de la estructura, el sistema carece de modos clásicos de vibrar. Cuando el amortiguamiento no es proporcional a la masa y rigidez, no es posible realizar un análisis convencional de superposición modal.

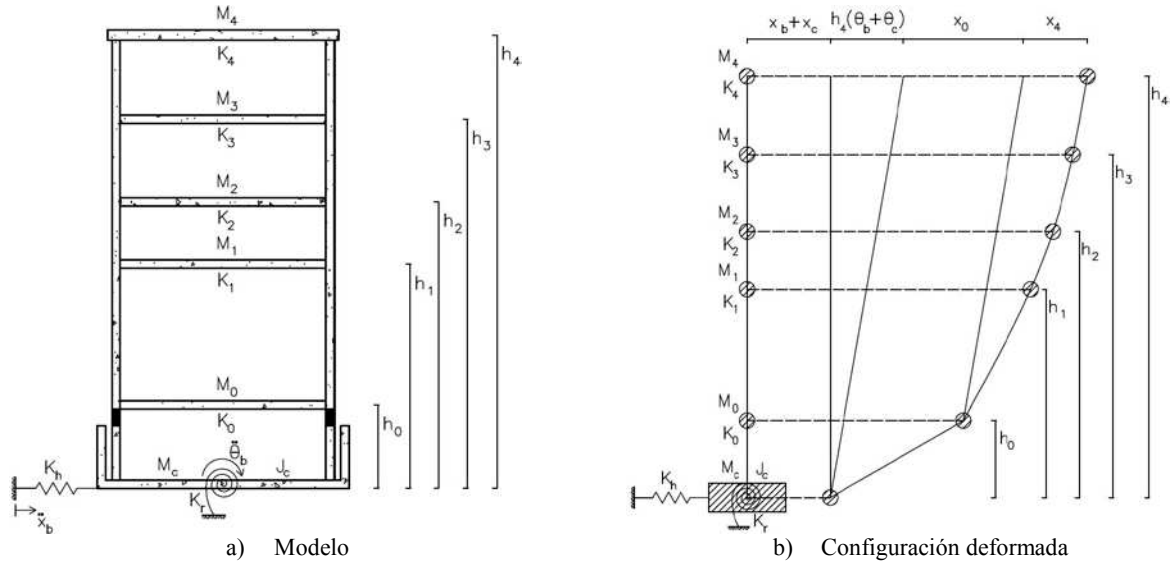


Figura 12: Modelo de referencia para sistemas estructura-aislador-suelo.

Planteamiento y solución de las ecuaciones de movimiento

El movimiento de campo libre \ddot{x}_g en la superficie se convierte en una excitación efectiva en la base, cuyos componentes de traslación \ddot{x}_b y cabeceo $\ddot{\theta}_b$ dependen de las características de la cimentación y el suelo, así como de la naturaleza de la excitación sísmica. Para excitación vertical de ondas de corte, el componente de torsión no existe.

Con referencia a la Figura 12b, los grados de libertad del sistema son los desplazamientos x_1, x_2, x_3, x_4 de la estructura relativos a su base, la deformación x_o del aislador y la traslación x_c y cabeceo θ_c de la cimentación relativos al terreno. Dada una excitación del terreno con componentes de traslación x_b y cabeceo θ_b , las ecuaciones de movimiento pueden obtenerse a partir de la energía cinética T y la energía potencial V del sistema. Obteniendo las ecuaciones de movimiento, aplicando principios energéticos y las ecuaciones diferenciales de movimiento propuestas por Lagrange, resolviendo y reduciendo términos, se llega que el sistema matricial de ecuaciones a resolver es (Tena et al., 2012; Pérez-Rocha et al., 2014):

$$\mathbf{M}_s \ddot{\mathbf{U}}_s(t) + \mathbf{C}_s \dot{\mathbf{U}}_s(t) + \mathbf{K}_s \mathbf{U}_s(t) = -\mathbf{M}_s \left\{ \mathbf{s}_x \ddot{x}_b(t) + \mathbf{s}_\theta \ddot{\theta}_b(t) \right\} \quad (1)$$

donde $\mathbf{U}_s = \{\mathbf{X}_e^T, x_o, x_c, \theta_c\}^T$ es el vector de desplazamientos del sistema, siendo $\mathbf{X}_e^T = \{x_4, x_3, x_2, x_1\}$, $\mathbf{s}_x = \{\mathbf{0}^T, 1, 0\}^T$ y $\mathbf{s}_\theta = \{\mathbf{0}^T, 0, 1\}^T$. Además, \mathbf{M}_s , \mathbf{C}_s y \mathbf{K}_s son las matrices de masa, amortiguamiento y rigidez del sistema, ensambladas conforme a las ecuaciones (2) a (4):

$$\mathbf{M}_s = \begin{bmatrix} \mathbf{M}_e & \mathbf{M}_e \mathbf{I}_x & \mathbf{M}_e \mathbf{I}_x & \mathbf{M}_e \mathbf{I}_\theta \\ \mathbf{I}_x^T \mathbf{M}_e & M_o + \mathbf{I}_x^T \mathbf{M}_e \mathbf{I}_x & M_o + \mathbf{I}_x^T \mathbf{M}_e \mathbf{I}_x & M_o h_o + \mathbf{I}_x^T \mathbf{M}_e \mathbf{I}_\theta \\ \mathbf{I}_x^T \mathbf{M}_e & M_o + \mathbf{I}_x^T \mathbf{M}_e \mathbf{I}_x & M_c + M_o + \mathbf{I}_x^T \mathbf{M}_e \mathbf{I}_x & M_o h_o + \mathbf{I}_x^T \mathbf{M}_e \mathbf{I}_\theta \\ \mathbf{I}_\theta^T \mathbf{M}_e & M_o h_o + \mathbf{I}_\theta^T \mathbf{M}_e \mathbf{I}_x & M_o h_o + \mathbf{I}_\theta^T \mathbf{M}_e \mathbf{I}_x & J_c + M_o h_o^2 + \mathbf{I}_\theta^T \mathbf{M}_e \mathbf{I}_\theta \end{bmatrix} \quad (2)$$

$$\mathbf{C}_s = \left[\begin{array}{c|ccc} \mathbf{C}_e & \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{0} \\ \hline \mathbf{0}^T & C_o & 0 & 0 \\ \mathbf{0}^T & 0 & C_h & C_{hr} \\ \mathbf{0}^T & 0 & C_{rh} & C_r \end{array} \right] \quad (3)$$

$$\mathbf{K}_s = \left[\begin{array}{c|ccc} \mathbf{K}_e & \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{0} \\ \hline \mathbf{0}^T & K_o & 0 & 0 \\ \mathbf{0}^T & 0 & K_h & K_{hr} \\ \mathbf{0}^T & 0 & K_{rh} & K_r \end{array} \right] \quad (4)$$

donde $\mathbf{I}_x = \{1, 1, 1, 1\}^T$ y $\mathbf{I}_\theta = \{h_4, h_3, h_2, h_1\}^T$ son los vectores de coeficientes de influencia de la excitación. Asimismo, \mathbf{M}_e y \mathbf{K}_e son las matrices de masa y rigidez de la estructura con base fija, dadas por:

$$\mathbf{M}_e = \begin{bmatrix} M_4 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & M_3 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & M_2 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & M_1 \end{bmatrix} \quad (5)$$

$$\mathbf{K}_e = \begin{bmatrix} K_4 & -K_4 & 0 & 0 \\ -K_4 & K_3 + K_4 & -K_3 & 0 \\ 0 & -K_3 & K_2 + K_3 & -K_2 \\ 0 & 0 & -K_2 & K_1 + K_2 \end{bmatrix} \quad (6)$$

Para caracterizar el sistema de aislamiento, es necesario introducir los siguientes dos parámetros:

$$T_o = \frac{2\pi}{\omega_o} \quad \text{con} \quad \omega_o = \sqrt{\frac{k_o}{M_o + \sum_{n=1}^4 M_n}} \quad (7)$$

$$\zeta_o = \frac{C_o}{2 \left(M_o + \sum_{n=1}^4 M_n \right) \omega_o} \quad (8)$$

donde T_o se interpreta como el periodo natural del sistema aislado y ζ_o como la relación de amortiguamiento del sistema de aislamiento con la estructura supuesta rígida.

Para construir la matriz de amortiguamiento, se supone que la estructura en base rígida posee modos clásicos de vibrar. Esta idealización es apropiada cuando el amortiguamiento está distribuido uniformemente en toda la estructura. Así, se pueden asignar relaciones de amortiguamiento a los modos naturales en base rígida, y con ello determinar la matriz de amortiguamiento.

Para construir una matriz de amortiguamiento clásico a partir de relaciones de amortiguamiento modal, primero deben calcularse las frecuencias naturales ω_n y la matriz de formas modales $\Phi_e = [\Phi_1, \Phi_2, \Phi_3, \Phi_4]$, resolviendo

el problema de valores característicos para la estructura no amortiguada. Si los modos se normalizan con respecto a la masa, se tiene entonces que (Clough y Penzien, 1993; Chopra, 1995):

$$\Phi_e^T C_e \Phi_e = \zeta_e = \begin{bmatrix} 2\zeta_1 \omega_1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 2\zeta_2 \omega_2 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 2\zeta_3 \omega_3 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 2\zeta_4 \omega_4 \end{bmatrix} \quad (9)$$

De aquí se deduce la matriz de amortiguamiento como:

$$C_e = [\Phi_e^T]^{-1} \zeta_e [\Phi_e]^{-1} \quad (10)$$

Las relaciones de amortiguamiento ζ_n se asignan razonablemente a cada modo dependiendo de las características de la estructura. Aquí se considera 5% de amortiguamiento para todos los modos. El cálculo de la matriz de amortiguamiento puede ser más eficaz haciendo uso de la relación de ortogonalidad de los modos con la matriz de masas. Empleando estas y poniendo en términos de la superposición modal, se obtiene que la matriz de amortiguamiento también puede obtenerse como:

$$C_e = M_e \left(\sum_{n=1}^4 2\zeta_n \omega_n [\phi_n \phi_n^T] \right) M_e \quad (11)$$

Cada término de la sumatoria representa la contribución del n -ésimo amortiguamiento modal a la matriz de amortiguamiento, y puede despreciarse la contribución de los modos superiores de vibración sin presentarse problemas numéricos.

Para determinar la respuesta del sistema es conveniente utilizar el método de la respuesta compleja en la frecuencia (Clough y Penzien, 1993). Aplicando la trasformada de Fourier en ambos miembros de la ecuación (1), se tiene que:

$$[K_s + i\omega C_s - \omega^2 M_s] U_s(\omega) = -\ddot{x}_g(\omega) M_s \{s_x H_x(\omega) + s_\theta H_\theta(\omega)\} \quad (12)$$

donde $U_s(\omega)$ y $\ddot{x}_g(\omega)$ representan las trasformadas de Fourier de la respuesta del sistema y la excitación en la superficie, respectivamente. Resolviendo la ecuación (12), se obtiene la respuesta del sistema en el dominio de la frecuencia, a partir de la cual puede determinarse la correspondiente respuesta en el dominio tiempo por medio de la antitransformada (o transformada inversa) de Fourier.

Es posible la identificación de las frecuencias del sistema mediante la función de transferencia de la azotea:

$$H_e(\omega) = \frac{x_b + x_c + h_4(\theta_b + \theta_c) + x_o + x_4}{x_g} \quad (13)$$

Para el cálculo de espectros de piso, es necesario determinar la función de transferencia de la base:

$$H_o(\omega) = \frac{x_b + x_c + h_o(\theta_b + \theta_c) + x_o}{x_g} \quad (14)$$

Estas funciones complejas relacionan la respuesta de la azotea o la base de la estructura entre la excitación en la superficie.

Resultados obtenidos para las subestaciones SF6

Para los análisis de ISE con el modelo bidimensional idealizado se utilizó exclusivamente el modelo estructural SF6-Contra (Figura 10), debidamente rigidizado con contravientos chevrón perimetrales para evitar la formación de un piso suave en planta baja. Este es el modelo para el edificio supuesto en base rígida, sin la consideración de los aisladores de base y el suelo de soporte.

En la Tabla 13 se reportan los pesos y alturas de cada piso, así como las rigideces de entrepiso en dos direcciones ortogonales. La dirección x corresponde al lado rígido, con periodo fundamental $T_x = 0.49$ s, y la dirección y al lado flexible, con periodo fundamental $T_y = 0.55$ s. El peso de la estructura aislada es $W_o = 833.29$ t. La rigidez del sistema de aislamiento para un periodo objetivo $T_o = 3.5$ s es $K_o = 4\pi^2 W_o/g T_o^2 = 2.74$ t/cm.

Tabla 13: Parámetros del edificio SF6 aislado en su base.

Nivel	W (t)	h (m)	K_x (t/cm)	K_y (t/cm)
4	134.79	20.90	79.61	60.41
3	141.66	17.10	119.20	93.84
2	142.75	13.30	298.24	221.61
1	160.25	10.80	219.70	120.52
0	253.84	3.5	2.74	2.74
Base	330.97		Variable	Variable

En la Figura 7b se indica la huella de la planta baja, marcando la ubicación de vigas secundarias en un sistema de piso de losa-acero. Las columnas perimetrales están separadas 60 cm de los muros del cajón para permitir la deformación de los aisladores. El cajón está desplantado a 3.5 m de profundidad y la losa de cimentación mide 20.1 m de largo por 13.80 m de ancho.

Funciones de transferencia

Las funciones de transferencia permiten identificar simultáneamente las frecuencias naturales del sistema y las amplitudes de vibración de los grados de libertad. En las Figuras 13 a 16 se grafican las funciones de transferencia de la azotea para algunos sitios de interés, para la estructura con base fija ($K_o = \infty$ y $V_s = \infty$) y la estructura aislada sin y con efectos de ISE. Los cálculos se realizaron para las dos direcciones de análisis, considerando las relaciones de amortiguamiento $\zeta_o = 5$ y 15% para el sistema de aislamiento.

Las funciones de transferencia que presentan las mayores amplificaciones corresponden a la estructura en base rígida y las que presentan las menores amplificaciones corresponden a la estructura aislada sin ISE. Los efectos de ISE son apreciables, pero de poca magnitud en los sitios Narvarte (Figura 13), Verónica (Figura 14) y Culhuacán (Figura 15), mientras que son insignificantes en los sitios Chimalpa (Figura 16), Los Reyes y El Rosal (no mostrados). Dichos efectos se presentan a frecuencias altas, cercanas a las frecuencias de la estructura en base rígida.

En todos los sitios, el desacoplamiento dinámico entre el periodo de aislamiento y el periodo fundamental estructural aumenta al considerar los efectos de ISE, por lo que el aislamiento sísmico continúa siendo efectivo.

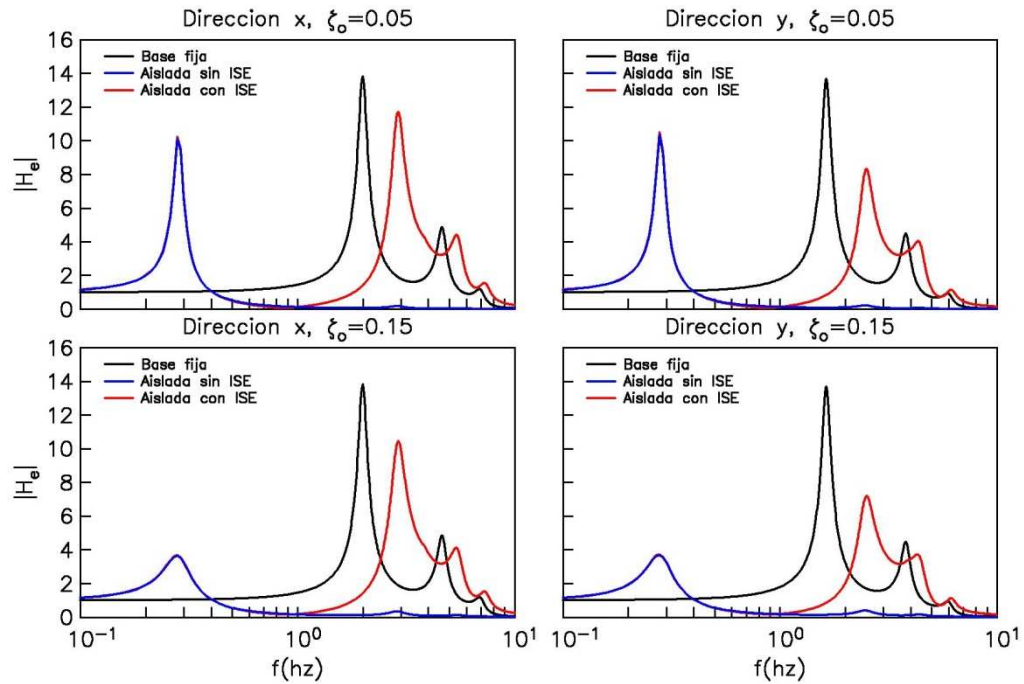


Figura 13: Sitio Narvarte: funciones de transferencia de la azotea para la estructura con base rígida (negro) y la estructura aislada sin (azul) y con (rojo) ISE.

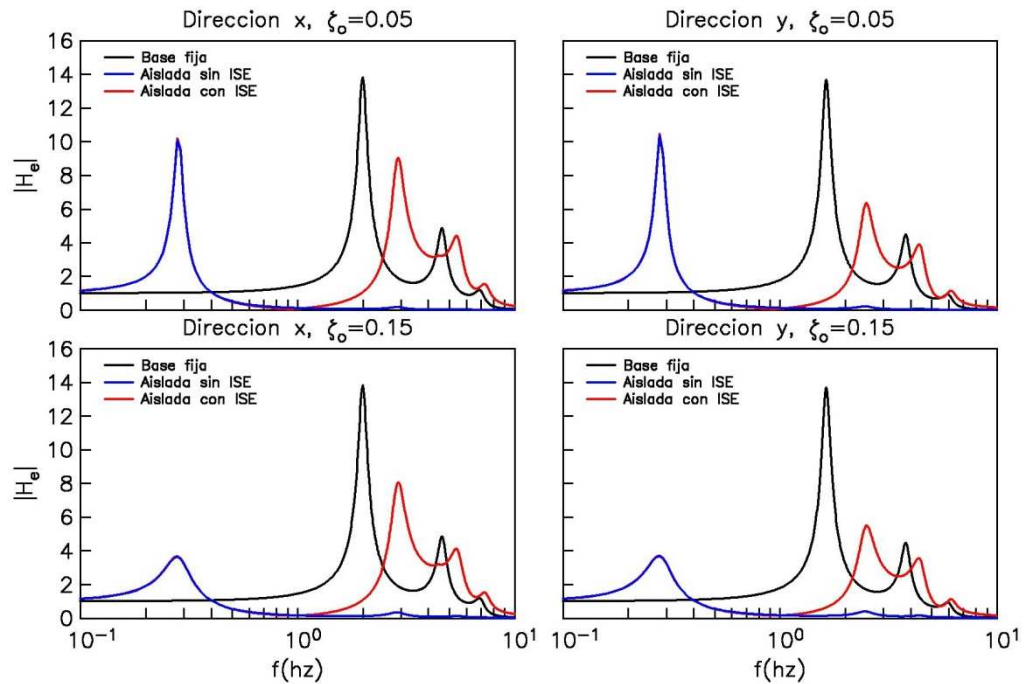


Figura 14: Sitio Verónica: funciones de transferencia de la azotea para la estructura en base rígida (negro) y la estructura aislada sin (azul) y con (rojo) ISE.

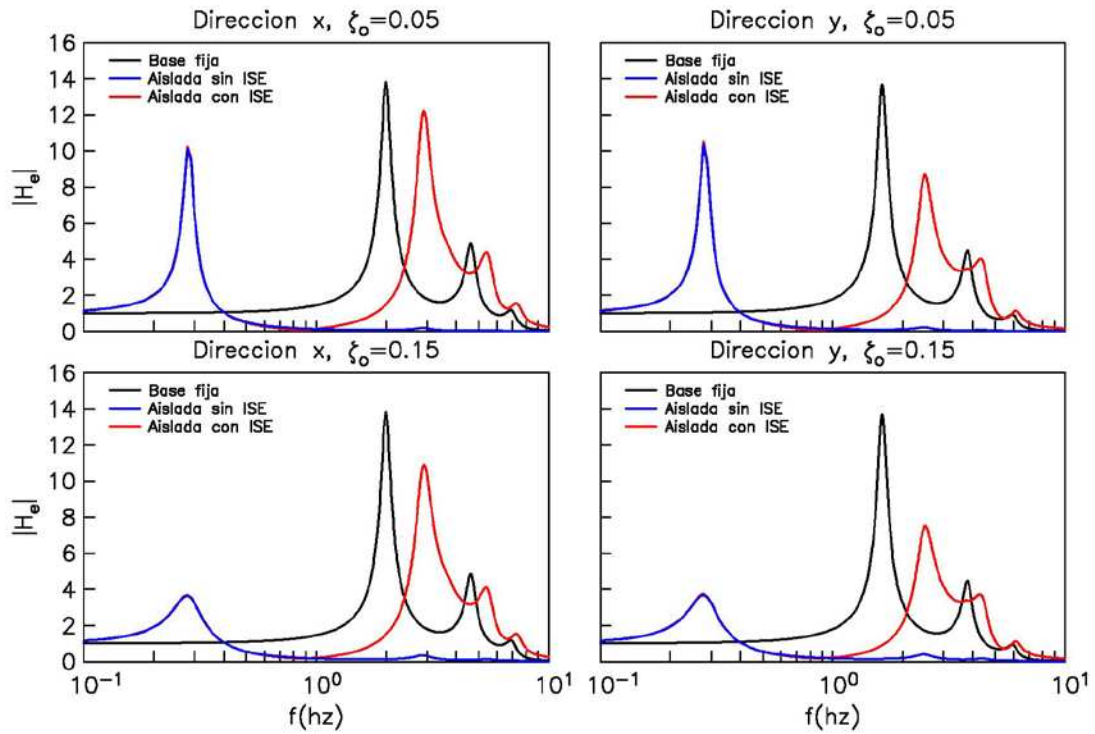


Figura 15: Sitio Culhuacán: funciones de transferencia de la azotea para la estructura en base rígida (negro) y la estructura aislada sin (azul) y con (rojo) ISE.

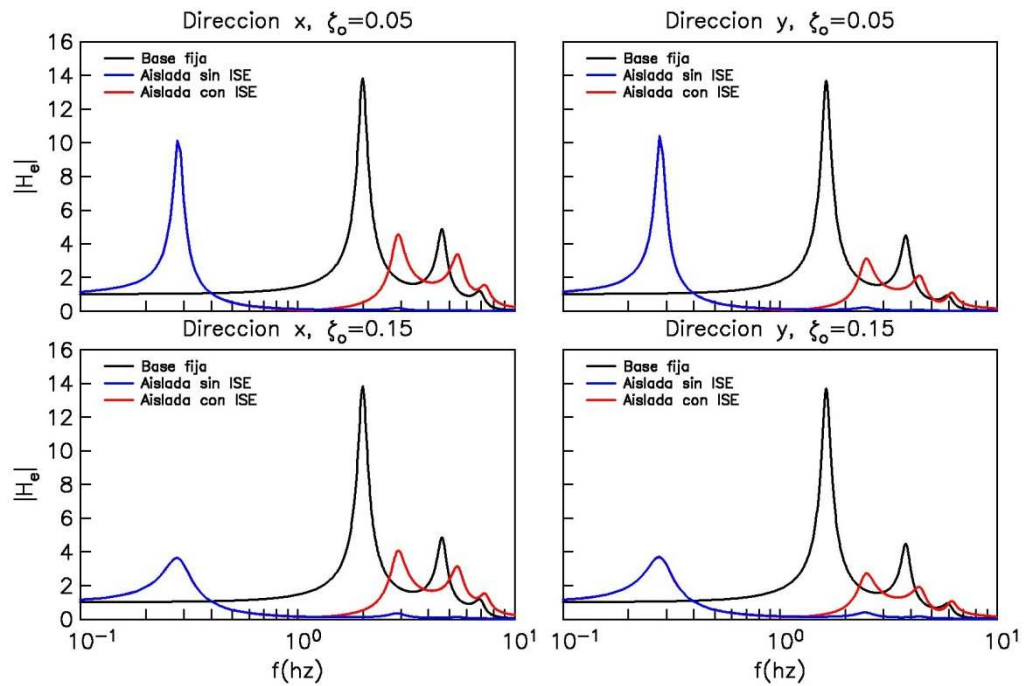


Figura 16: Sitio Chimalpa: funciones de transferencia de la azotea para la estructura en base rígida (negro) y la estructura aislada sin (azul) y con (rojo) ISE.

Distribución de cortantes y desplazamientos

Para determinar la respuesta temporal ante excitación sísmica, en cada sitio se realizó la convolución de las funciones de transferencia del sistema con los registros de aceleración sintéticos obtenidos para el sismo de diseño (por ejemplo, Figura 5). Se calcularon valores medios de cortante y desplazamiento máximos para la estructura en base rígida y la estructura aislada sin y con efectos de ISE. Sólo se consideró acción unidireccional de los movimientos del terreno exclusivamente.

En las Figuras 17 a 19 se grafican las distribuciones de fuerza cortante y desplazamiento lateral desde la azotea hasta el desplante, para la estructura en base rígida ($K_o = \infty$ y $V_s = \infty$) y la estructura aislada sin y con efectos de ISE. Los cálculos se realizaron para las dos direcciones de análisis, considerando las relaciones de amortiguamiento $\zeta_o = 5$ y 15% para el sistema de aislamiento.

En términos de las demandas de fuerza y desplazamiento, se confirma que los efectos de ISE son apreciables sólo en los sitios Narvarte (Figura 17), Verónica (Figura 18) y Culhuacán (Figura 19). Los efectos en el cortante son relativamente más importantes que en el desplazamiento, especialmente en los entrepisos superiores. La efectividad del aislamiento al incluir la ISE se mantiene en todos los sitios, incluso para amortiguamiento bajo. Los desplazamientos relativos de la estructura, que se comporta como cuerpo rígido, resultan insignificantes comparados con las deformaciones de los aisladores, las cuales son menores de 30 cm para 5% de amortiguamiento cuando se considera acción unidireccional exclusivamente.

Cabe señalar que el cálculo de fuerzas sísmicas y desplazamientos laterales para el sismo de diseño se hizo sin considerar el comportamiento inelástico de los aisladores de base, como sí se hizo con el comportamiento no lineal del suelo de soporte.

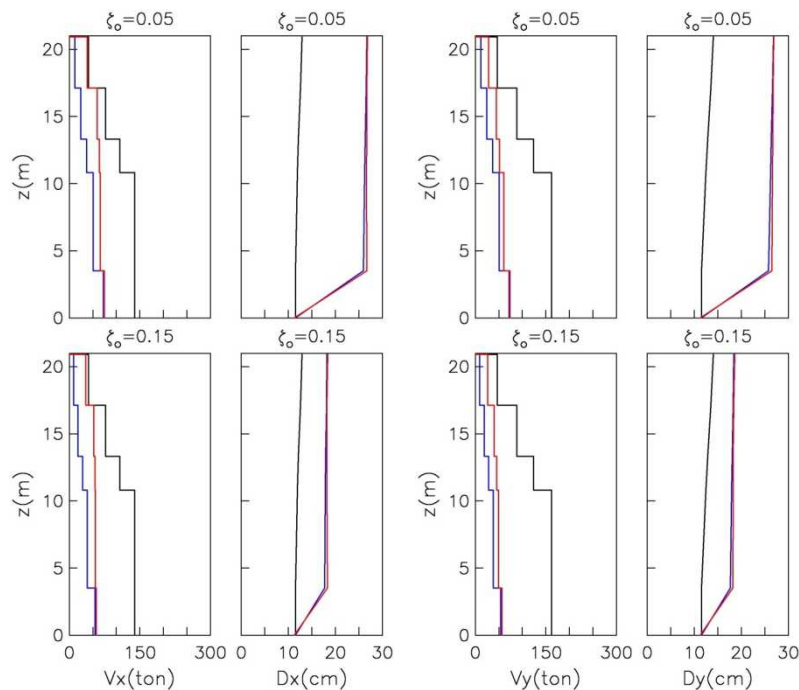


Figura 17: Sitio Narvarte: variación con la altura del cortante y el desplazamiento para la estructura en base rígida (negro) y la estructura aislada sin (azul) y con (rojo) ISE.

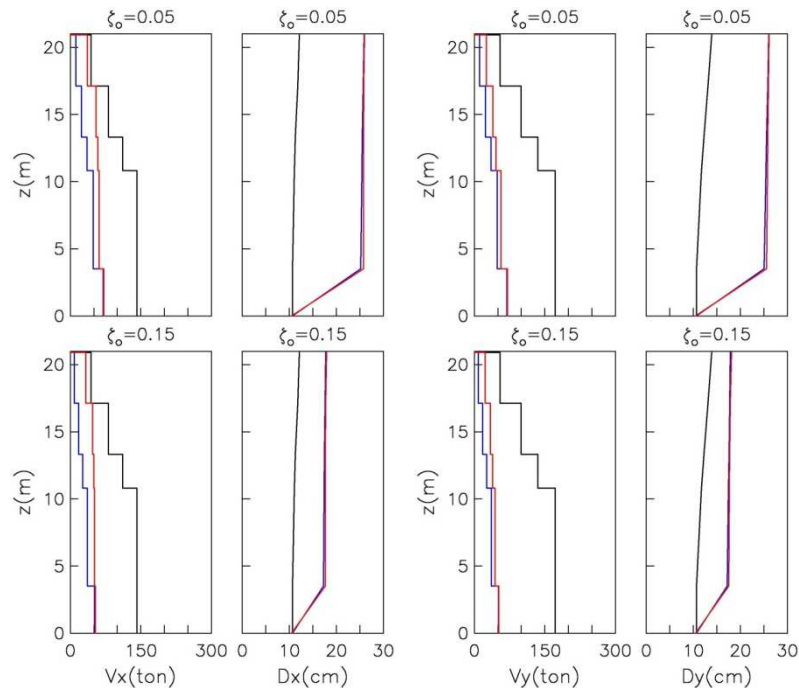


Figura 18: Sitio Verónica: variación con la altura del cortante y el desplazamiento para la estructura en base rígida (negro) y la estructura aislada sin (azul) y con (rojo) ISE.

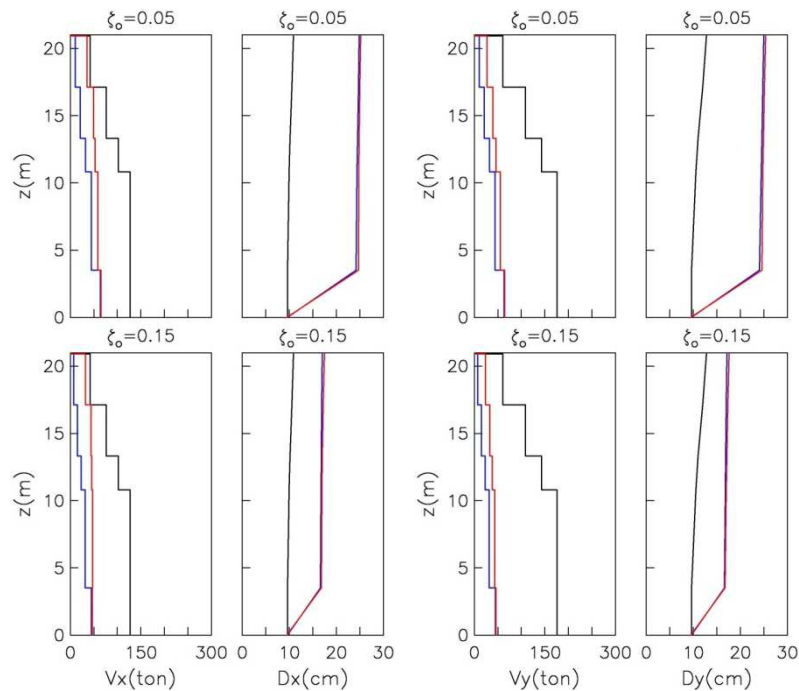


Figura 19: Sitio Culhuacán: variación con la altura del cortante y el desplazamiento para la estructura en base rígida (negro) y la estructura aislada sin (azul) y con (rojo) ISE.

Espectros de piso

Los espectros de piso representan la forma más sencilla de evaluar los efectos de la ISE en la efectividad del sistema de aislamiento. En las Figuras 20 a 22 se grafican dichos espectros para la estructura aislada sin y con efectos de ISE, junto con los espectros en superficie de campo libre para fines de comparación. Los cálculos se realizaron para las dos direcciones de análisis, considerando las relaciones de amortiguamiento $\zeta_o = 5$ y 15% para el sistema de aislamiento.

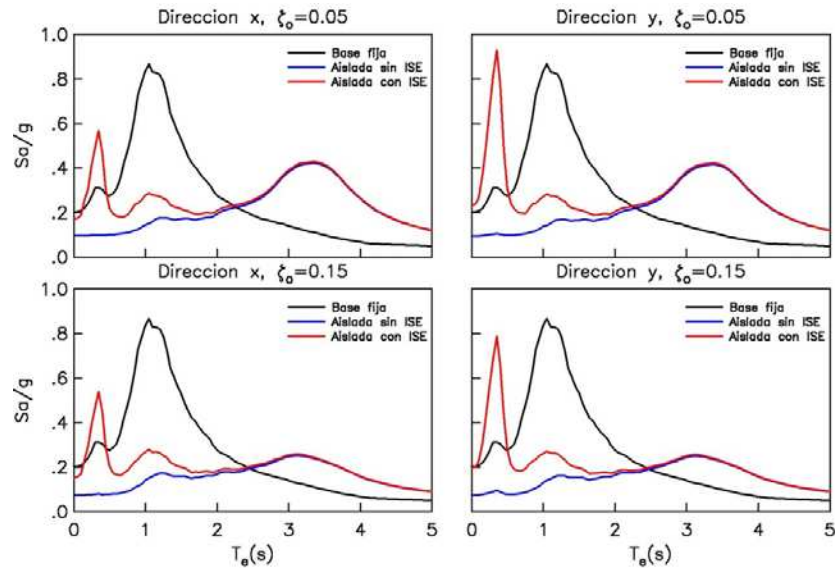


Figura 20: Sitio Narvarte: espectros de piso para la estructura en base rígida (negro) y la estructura aislada sin (azul) y con (rojo) ISE.

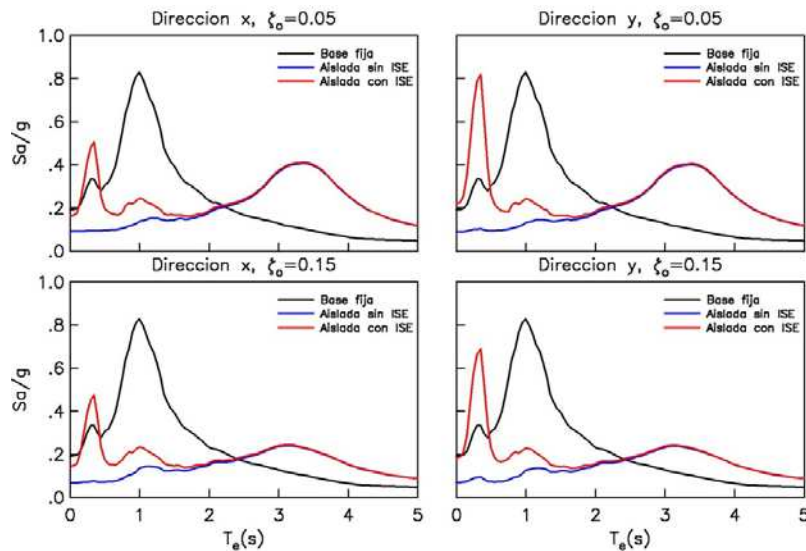


Figura 21: Sitio Verónica: espectros de piso para la estructura en base rígida (negro) y la estructura aislada sin (azul) y con (rojo) ISE.

Los cambios que sufren los espectros de respuesta a periodo corto son debidos a los efectos de la ISE, siendo los efectos cinemáticos relativamente más importantes que los efectos inerciales. Los sitios con mayores y menores efectos de ISE son Narvarte (Figura 20) y Los Reyes (no mostrado), respectivamente.

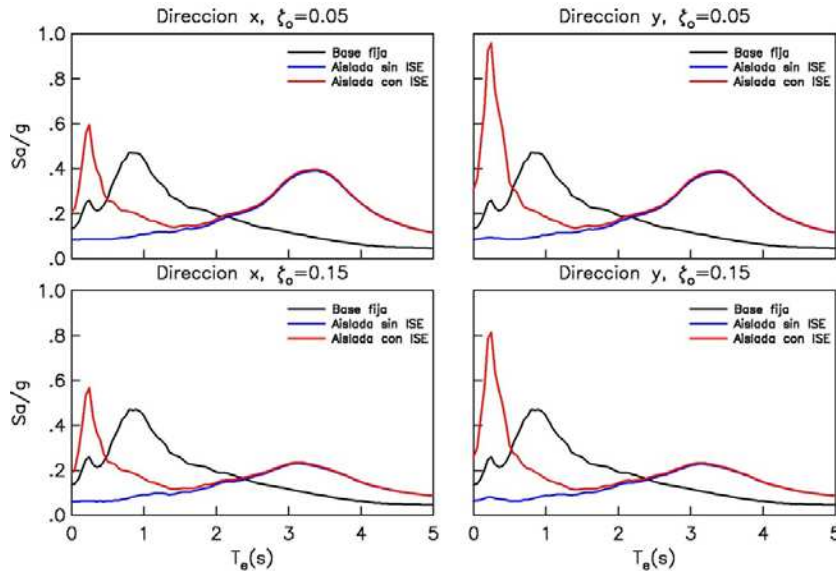


Figura 22: Sitio Culhuacán: espectros de piso para la estructura en base rígida (negro) y la estructura aislada sin (azul) y con (rojo) ISE.

Estos resultados muestran que en el sistema estructura-aislador (estructura aislada sin ISE) se desarrollan menores fuerzas sísmicas que en el sistema estructura-aislador-suelo (estructura aislada con ISE), aunque los efectos de ISE adquieren relevancia sólo en periodos cortos. Adicionalmente, muestran que la efectividad del aislamiento se incrementa notablemente para 15% de amortiguamiento viscoso equivalente del sistema de aislamiento.

Modelos tridimensionales considerando interacción suelo-estructura

A partir de las simulaciones obtenidas para los modelos tridimensionales que desprecian la interacción suelo-estructura, donde se obtiene que el aislamiento sísmico es más factible para el modelo SF6-Contra, y de los resultados obtenidos con los modelos bidimensionales que incluyen la interacción suelo-estructura analizando sólo una dirección principal de traslación, se desarrollaron modelos tridimensionales en ETABS que incluyen tanto la interacción suelo-estructura como el aislamiento sísmico, como se ilustra en la Figura 23.

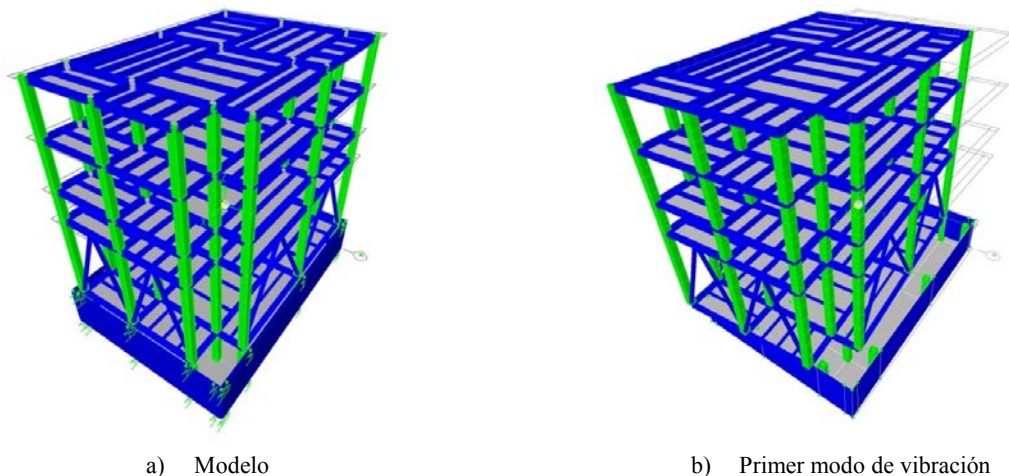


Figura 23: Modelo tridimensional en ETABS de la subestación SF6-Contra, incluyendo el cajón de cimentación, la interacción suelo-estructura y el sistema de aislamiento.

Para ello se modeló el cajón de cimentación con una profundidad de desplante de 3.5 m, donde los muros del cajón están separados 60 cm de la losa de planta baja, para permitir el desplazamiento del sistema de aislamiento. Se

consideró una losa del cajón de cimentación de concreto reforzado de 25 cm de espesor y los muros también de concreto reforzado de 25 cm de espesor, con $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$.

El modelado de la interacción suelo-estructura se completó incluyendo resortes de traslación y amortiguadores viscosos en contacto con los muros del cajón de cimentación en ambas direcciones, así como de traslación y rotación (cabeceo) en contacto con la losa de cimentación, cuyos valores fueron determinados para cada sitio, como se explica y reporta con detalle en Tena et al. (2012). De igual manera, se modeló el sistema de aislamiento considerando que se ubica un aislador debajo de cada línea de columnas, por lo que se consideraron un total de 13 aisladores por modelo.

Nuevamente se consideraron péndulos elásticos (sin amortiguamiento), como péndulos elásticos que disipan energía por amortiguamiento viscoso adicional del 15% del crítico, que corresponden a idealizaciones representativas del sistema GT-BIS.

También se estudiaron péndulos de fricción, y en esta ocasión se consideraron dos opciones. La primera corresponde a la que se estudió previamente, por lo que se consideró que: a) el coeficiente de fricción dinámico máximo es $\mu = 0.095$, b) la diferencia entre los coeficientes de fricción dinámicos máximo y mínimo es $\Delta\mu = 0.045$, c) la potencia de la relación constitutiva de fricción es 0.8 y, d) el desplazamiento aparente de fluencia es de 1.27 mm. Adicionalmente, se consideró otra opción, en que sólo variaron los siguientes parámetros con respecto a la opción anterior: a) el coeficiente de fricción dinámico máximo es $\mu = 0.04$ y, b) la diferencia entre los coeficientes de fricción dinámicos máximo y mínimo es $\Delta\mu = 0.01$, es decir, un péndulo con bajo coeficiente de fricción y pequeña variación en el mismo. En ambos casos el radio de curvatura de la superficie esférica considerado fue $R = 304.40 \text{ cm}$ y la rigidez efectiva total del sistema pendular en las direcciones de traslación horizontal es de 2.40 ton/cm.

Se requieren de al menos 10 modos de vibración para obtener al menos el 90% de la masa modal participando en cada dirección (Tabla 14). Los primeros tres modos de vibración de todos los modelos resultaron acoplados de traslaciones en ambas direcciones con rotación, como se ilustra con los valores reportados en la Tabla 14. El primer modo de vibración se ilustra en la Figura 23b. La razón del acoplamiento en los modos se debe a que el centro de masa del sistema de aislamiento no coincide razonablemente con su centro de rigidez en ambas direcciones y esta excentricidad acopla notablemente la respuesta de los modelos. La excentricidad en el sistema de aislamiento es de aproximadamente 11% en la dirección X y de 16% en la dirección Y.

Cabe señalar que por facilidad de comparación de los resultados, se consideraron las mismas características de los aisladores que para el estudio en base rígida, por lo que la diferencia para obtener el periodo fundamental objetivo de 3.5 segundos obedece a que por una parte: (a) se aumentó notablemente la rigidez por la presencia de los muros y losa del cajón, y parece que eso fue más importante que las masas que agregaron a los modelos y, (b) las constantes de los resortes y de los amortiguadores fueron muy grandes, por lo que reducen notablemente los efectos de la interacción inercial.

Tabla 14: Modos y periodos de vibración para el modelo SF6-Contra con interacción y aislamiento pendular. Estación Narvarte.

Modo	T (s)	Masa modal			Sumatoria de masas modales		
		Dir. X	Dir. Y	Rotación	Dir. X	Dir. Y	Rotación
1	3.483	29.18	29.73	6.44	29.18	29.73	6.44
2	3.298	32.57	33.03	0.02	61.75	62.76	6.46
3	2.379	3.92	2.87	51.02	65.67	65.63	57.48
4	0.394	0.00	0.09	0.00	65.67	65.72	57.48
5	0.353	0.04	0.00	0.00	65.71	65.72	57.48
6	0.249	0.00	0.00	0.02	65.71	65.72	57.50
7	0.187	10.48	22.25	1.42	76.20	87.97	58.92
8	0.185	23.36	10.83	0.00	99.55	98.80	58.93
9	0.166	0.00	0.07	0.01	99.56	98.87	58.94
10	0.154	0.36	1.12	41.03	99.92	99.99	99.97

Resulta claro que dado que los valores de las constantes de los resortes que modelan la interacción son distintos, entonces los periodos fundamentales de vibración deben variar para cada sitio en estudio, como se reporta en la Tabla 15, donde se aprecia, sin embargo, que dicha variación no es muy significativa (de hecho, prácticamente iguales, a tres dígitos, para los sitios Los Reyes y El Rosal). Por lo tanto, no tiene mucho sentido modificar las constantes de los resortes que modelan la interacción para ajustarlos a un periodo fundamental objetivo de 3.5 s.

Tabla 15: Primeros tres periodos de vibración para el modelo SF6-Contra con interacción y aislamiento pendular para cada sitio en estudio.

Modo	Periodo de vibración, T (s)					
	Narvarte	Verónica	Culhuacán	Los Reyes	Chimalpa	El Rosal
1	3.483	3.480	3.495	3.473	3.482	3.473
2	3.298	3.296	3.311	3.289	3.298	3.289
3	2.379	2.378	2.381	2.376	2.379	2.376

Toda vez que se calibraron razonablemente los modelos tridimensionales con interacción, se realizaron análisis dinámicos paso a paso, considerando la acción simultánea de dos componentes ortogonales de los movimientos del terreno, con base en proponer aleatoriamente dos de las simulaciones obtenidas cuando se consideran la interacción cinemática. Se hicieron 5 simulaciones por subestación de interés para cada modelo. Las máximas respuestas para cada sistema de aislamiento se resumen en las Tablas 16 a 21. De ellas se aprecia lo siguiente:

1. El aislamiento sísmico es potencialmente efectivo para el modelo SF6-Contra, aún incluyendo los efectos de interacción, como consecuencia del adecuado desacoplamiento dinámico entre el sistema de aislamiento con la superestructura ($T_{ais}/T_{br} \approx 7$) y con los periodos dominantes del terreno ($T_{ais}/T_s > 3$).
2. Se confirma que si sólo se aísla incrementando el periodo con un sistema pendular que carezca de amortiguamiento, los desplazamientos máximos desarrollados por los aisladores ($D_{max-aislador}$) serían muy grandes y difíciles de acomodar. De hecho, con la holgura planeada de 60 cm, en teoría se produciría choque estructural con los muros del cajón de cimentación en todos los sitios, excepto en el sitio Culhuacán (Tabla 18). Además, los desplazamientos máximos entre la azotea y el nivel de aislamiento ($D_{max-estructura}$), y las distorsión máxima de entrepiso ($\Delta_{max-entrepiso}$ en el nivel 3), siempre resultan ser también las más grandes para todos los sitios en estudio, a pesar de que los efectos de interacción (desplazamiento lateral y cabeceo del cajón, $D_{max-h-cajón}$ y $D_{max-v-cajón}$ respectivamente), no resultan ser los mayores.
3. Se confirma que, en términos generales, la mejor opción de las estudiadas parece ser utilizar un sistema de aislamiento pendular que proporcione amortiguamiento viscoso adicional, pues existe un mejor balance entre todos los parámetros de diseño evaluados: a) desplazamientos máximos de los aisladores razonables (menores a 25 cm), b) se desarrollan los menores cortantes basales máximos de todos los sistemas estudiados, c) normalmente los desplazamientos relativos máximos entre la azotea y el nivel de aislamiento son de los más bajos, así como la distorsión de entrepiso máxima del nivel N3 y, d) además se reducen notablemente los efectos de interacción (desplazamiento lateral y cabeceo del cajón) para todos los sitios en estudio, excepto en el sitio Culhuacán (Tabla 18). Sin embargo, como se comentó anteriormente, dicho sistema puede resultar muy caro de implantar.
4. Se confirma también que los péndulos de fricción pueden ser una opción muy razonable, pues pueden limitar aún más los desplazamientos de los aisladores con respecto a un aislamiento pendular con 15% de amortiguamiento viscoso adicional. Sin embargo, se confirma también que estos sistemas desarrollarían mayores cortantes basales en la estructura y esto puede impactar el costo. También se aprecia que estos sistemas son más sensibles a la interacción inercial suelo-estructura y, por lo tanto, normalmente se desarrollan mayores desplazamientos laterales y cabeceos del cajón de cimentación, con respecto al sistema pendular con amortiguamiento.
5. Con respecto a los coeficientes de fricción dinámicos estudiados en los péndulos de fricción, en términos generales resultó más favorable, para todos los sitios en estudio, utilizar un coeficiente de fricción más bajo ($\mu_{max} = 0.04$) y con menor variación ($\Delta\mu = 0.01$), que un coeficiente de fricción más alto ($\mu_{max} = 0.095$) y con mayor variación ($\Delta\mu = 0.045$), pues el primero reduce, con respecto al segundo: a) los cortantes basales máximos de la estructura, b) los desplazamientos relativos máximos entre la azotea y el nivel de

aislamiento, c) la distorsión de entrepiso máxima del nivel N3 y, d) los efectos de interacción inercial (desplazamiento lateral y cabeceo de la cimentación). La única ventaja que ofrece el utilizar un coeficiente de fricción más alto, y con mayor variación, es reducir un poco más los desplazamientos máximos del sistema de aislamiento.

Tabla 16: Resultados con ISE para el proyecto de aislamiento del modelo SF6-Contra, sitio Narvarte.

Tipo de Aislamiento	$D_{\text{max-aislador}}$ (cm)	$V_{\text{max-estructura}}$ (Ton)	$D_{\text{max-estructura}}$ (cm)	$\Delta_{\text{max-entrepiso}}$ (N3)	$D_{\text{max-h-cajón}}$ (cm)	$D_{\text{max-v-cajón}}$ (cm)
Pendular, $\zeta=0\%$	69.35	64.76	9.48	0.0056	0.49	1.43
Pendular, $\zeta=15\%$	22.57	35.48	5.58	0.0036	0.26	0.97
Péndulo de fricción, $\mu_{\text{max}}=0.095$	20.87	59.33	7.20	0.0046	0.73	2.31
Péndulo de fricción, $\mu_{\text{max}}=0.04$	21.56	47.06	5.45	0.0036	0.56	2.04

Tabla 17: Resultados con ISE para el proyecto de aislamiento del modelo SF6-Contra, sitio Verónica.

Tipo de Aislamiento	$D_{\text{max-aislador}}$ (cm)	$V_{\text{max-estructura}}$ (Ton)	$D_{\text{max-estructura}}$ (cm)	$\Delta_{\text{max-entrepiso}}$ (N3)	$D_{\text{max-h-cajón}}$ (cm)	$D_{\text{max-v-cajón}}$ (cm)
Pendular, $\zeta=0\%$	66.97	62.74	9.06	0.0053	0.38	1.29
Pendular, $\zeta=15\%$	20.27	33.43	5.69	0.0036	0.21	0.89
Péndulo de fricción, $\mu_{\text{max}}=0.095$	15.83	66.76	7.03	0.0045	0.61	2.36
Péndulo de fricción, $\mu_{\text{max}}=0.04$	17.14	54.76	5.41	0.0035	0.48	2.09

Tabla 18: Resultados con ISE para el proyecto de aislamiento del modelo SF6-Contra, sitio Culhuacán.

Tipo de Aislamiento	$D_{\text{max-aislador}}$ (cm)	$V_{\text{max-estructura}}$ (Ton)	$D_{\text{max-estructura}}$ (cm)	$\Delta_{\text{max-entrepiso}}$ (N3)	$D_{\text{max-h-cajón}}$ (cm)	$D_{\text{max-v-cajón}}$ (cm)
Pendular, $\zeta=0\%$	56.18	62.65	11.50	0.0067	0.74	3.11
Pendular, $\zeta=15\%$	18.87	51.30	8.53	0.0053	0.48	2.45
Péndulo de fricción, $\mu_{\text{max}}=0.095$	10.28	46.73	6.19	0.0040	0.61	2.15
Péndulo de fricción, $\mu_{\text{max}}=0.04$	11.89	43.00	5.15	0.0033	0.51	2.00

Tabla 19: Resultados con ISE para el proyecto de aislamiento del modelo SF6-Contra, sitio Los Reyes.

Tipo de Aislamiento	$D_{\text{max-aislador}}$ (cm)	$V_{\text{max-estructura}}$ (Ton)	$D_{\text{max-estructura}}$ (cm)	$\Delta_{\text{max-entrepiso}}$ (N3)	$D_{\text{max-h-cajón}}$ (cm)	$D_{\text{max-v-cajón}}$ (cm)
Pendular, $\zeta=0\%$	64.53	82.11	7.93	0.0046	0.12	0.88
Pendular, $\zeta=15\%$	18.23	79.66	4.87	0.0030	0.08	0.60
Péndulo de fricción, $\mu_{\text{max}}=0.095$	9.26	159.26	5.46	0.0036	0.15	1.67
Péndulo de fricción, $\mu_{\text{max}}=0.04$	11.14	142.26	4.58	0.0029	0.13	1.56

Tabla 20: Resultados con ISE para el proyecto de aislamiento del modelo SF6-Contra, sitio Chimalpa.

Tipo de Aislamiento	$D_{\text{max-aislador}}$ (cm)	$V_{\text{max-estructura}}$ (Ton)	$D_{\text{max-estructura}}$ (cm)	$\Delta_{\text{max-entrepiso}}$ (N3)	$D_{\text{max-h-cajón}}$ (cm)	$D_{\text{max-v-cajón}}$ (cm)
Pendular, $\zeta=0\%$	62.95	59.36	8.91	0.0053	0.42	1.36
Pendular, $\zeta=15\%$	19.01	29.97	5.74	0.0037	0.23	0.98
Péndulo de fricción, $\mu_{\text{max}}=0.095$	11.28	49.14	6.36	0.0041	0.61	2.19
Péndulo de fricción, $\mu_{\text{max}}=0.04$	14.59	43.88	5.19	0.0034	0.50	2.01

Tabla 21: Resultados con ISE para el proyecto de aislamiento del modelo SF6-Contra, sitio El Rosal.

Tipo de Aislamiento	$D_{\text{max-aislador}}$ (cm)	$V_{\text{max-estructura}}$ (Ton)	$D_{\text{max-estructura}}$ (cm)	$\Delta_{\text{max-entrepiso}}$ (N3)	$D_{\text{max-h-cajón}}$ (cm)	$D_{\text{max-v-cajón}}$ (cm)
Pendular, $\zeta=0\%$	61.58	63.96	7.84	0.0046	0.15	0.91
Pendular, $\zeta=15\%$	17.78	48.21	4.93	0.0031	0.09	0.63
Péndulo de fricción, $\mu_{\text{max}}=0.095$	6.77	99.63	5.00	0.0034	0.19	1.68
Péndulo de fricción, $\mu_{\text{max}}=0.04$	7.06	88.88	4.41	0.0030	0.17	1.59

- Con respecto a cada sitio en particular, y en virtud de los resultados obtenidos y reportados, se puede recomendar lo siguiente. Para los sitios Narvarte (Tabla 16), Verónica (Tabla 17) y El Rosal (Tabla 21), parece que lo más adecuado es utilizar un sistema pendular con $\zeta = 15\%$. Para el sitio Culhuacán (Tabla 18), lo más adecuado es utilizar péndulos de fricción con $\mu_{\text{max}} = 0.04$. Para los sitios Los Reyes (Tabla 19) y Chimalpa (Tabla 20), se pudieran utilizar indistintamente un sistema pendular con $\zeta = 15\%$, porque reduciría los efectos de interacción inercial y el cortante basal máximo de la estructura, o péndulos de fricción con $\mu_{\text{max}} = 0.04$, que reducen los desplazamientos máximos del aislador y, en menor medida, los desplazamientos y distorsiones de la superestructura.
- Cabe señalar que las distorsiones de entrepiso máximas reportadas para el nivel 3 y para todos los sistemas de aislamiento se encuentran por debajo de la distorsión permisible $\Delta_u = 0.007$ para marcos dúctiles de acero establecida en el Capítulo C.3.2 Diseño de Estructuras con Aislamiento de Base del Manual de Obras Civiles, actualmente en revisión para impresión (Tena-Colunga, 2013; Tena, 2014).
- Basándose en todos los resultados expuestos y analizados, cabe destacar que el cabeceo de la cimentación afecta más a los péndulos de fricción, dado que la eficiencia de este sistema depende de que la carga axial que se trasmite al péndulo sea lo más normal posible sobre un plano perfectamente horizontal. No obstante, el cabeceo de la cimentación lidera a desplazamientos verticales dinámicos máximos de los cajones en sus esquinas menores a 2.5 cm, y dado que no son tan grandes, no tienen un impacto importante en la estabilidad de los aisladores.

Finalmente, se puede concluir que aun tomando en cuenta los efectos de interacción suelo-estructura, es viable emplear sistemas de aislamiento sísmico del tipo pendular para las subestaciones tipo SF6.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Se presentaron los estudios realizados para evaluar la factibilidad de emplear sistemas de aislamiento de tipo pendular para el proyecto arquitectónico tentativo del edificio de subestación eléctrica encapsulada tipo SF6 en seis sitios del valle de México, donde se incluyeron los efectos de la interacción suelo-estructura.

A partir de los resultados obtenidos, se puede concluir que es factible aislar sísmicamente el proyecto arquitectónico general de los edificios principales de las subestaciones SF6, siempre y cuando se rigidicen al menos en su planta baja (doble altura) y no se estructuren exclusivamente como marcos a momento.

La estructuración a base de marcos a momento tiene una flexibilidad lateral excesiva y favorece además la formación de un piso suave en PB, por lo que debe descartarse, ya que se acopla dinámicamente con el sistema de aislamiento sísmico. Por ende, se obtuvo una respuesta dinámicamente inestable en la mayoría de simulaciones realizadas para un sistema de aislamiento de tipo pendular, aun y cuando se ignoraran los efectos de interacción.

La estructuración con contravientos al menos en el nivel de PB aumenta notablemente la rigidez lateral de la estructural y reduce la potencial formación de un piso suave y, por ello, brinda condiciones más favorables para poder aislarse sísmicamente con éxito en los sitios en estudio.

Al tomarse en cuenta los efectos de interacción suelo-estructura (ISE):

- A partir de las funciones de transferencia, se aprecia que los efectos de ISE son apreciables en frecuencias altas, cercanas a las frecuencias de la estructura en base rígida.
- Los efectos de la ISE en el cortante son relativamente más importantes que en el desplazamiento, especialmente en los entresijos superiores.
- A partir de los espectros de piso, se aprecia que en el sistema estructura-aislador (estructura aislada sin ISE) se desarrollan menores fuerzas sísmicas que en el sistema estructura-aislador-suelo (estructura aislada con ISE), aunque los efectos de ISE adquieren relevancia sólo en periodos cortos.
- Se aprecia que el cajón de cimentación proporciona la suficiente rigidez para minimizar los efectos de la interacción inercial, por lo que los desplazamientos horizontales máximos y el cabeceo del cajón son normalmente reducidos, aunque el cabeceo es el efecto inercial más importante en este caso. En este respecto, el cabeceo de la cimentación afecta más a los péndulos de fricción, dado que la eficiencia de este sistema depende de que la carga axial que se transmite al péndulo sea lo más normal posible sobre un plano perfectamente horizontal. No obstante, el cabeceo de la cimentación lidera a desplazamientos verticales dinámicos máximos de los cajones en sus esquinas menores a 2.5 cm, y dado que no son tan grandes, no tienen un impacto importante en la estabilidad de los aisladores.

Por lo tanto, se puede concluir que aun tomando en cuenta los efectos de interacción suelo-estructura, es viable emplear sistemas de aislamiento sísmico del tipo pendular para las subestaciones tipo SF6.

Finalmente, el estudio permitió hacer las siguientes recomendaciones generales a la Comisión Federal de Electricidad (CFE), para concursar el proyecto de diseño sismorresistente de este tipo de estructuras:

- El edificio debe ser estructurado con base en marcos contraventeados de acero estructural y entresijos de losa-acero.
- Se debe considerar para su análisis y diseño estructural las recomendaciones del Apéndice A de las NTCS-2004 para la definición de su espectro sísmico y tomar en cuenta la interacción suelo-estructura.
- Se debe utilizar un factor de reducción de fuerzas por comportamiento sísmico (Q) máximo de tres ($Q \leq 3$).
- Se deben revisar puntualmente las condiciones de regularidad estructural y, en caso de no cumplirse alguna o varias, diseñar a la estructura como irregular.
- Se debe vigilar que la estructuración propuesta no forme un potencial piso suave, lo que deberá demostrarse de manera fehaciente en la memoria de cálculo.
- Los periodos fundamentales de vibración de traslación lateral de la estructura en sus direcciones ortogonales principales deberán ser menores o iguales a 0.5 segundos ($T_E \leq 0.5$ s), considerando los efectos de la interacción dinámica suelo-aislador-estructura.
- Se requiere que el edificio esté soportado con aisladores sísmicos de tipo pendular y amortiguamiento adicional, o péndulos de fricción con un coeficiente de fricción dinámico máximo $\mu = 0.05$, fabricados de acero grado estructural de tipo libre de mantenimiento, o materiales similares libres de mantenimiento. El periodo efectivo del sistema de suelo-aislador-estructura al desplazamiento máximo de diseño deberá ser de por lo menos: a) 3 veces el periodo dominante del sitio ($T_{ais} \geq 3T_s$) o, b) 3.5 segundos ($T_{ais} \geq 3.5$ s). Su amplitud máxima de movimiento debe ser conforme a lo requerido según proyecto.
- Para lograr un aislamiento sísmico efectivo, la relación mínima de diseño del cociente T_{ais}/T_E será de 7 ($T_{ais}/T_E \geq 7$).
- Se deberá separar a la estructura con estructuras vecinas al menos una distancia igual a 1.5 veces el desplazamiento máximo de diseño del sistema de aislamiento, más la suma de los desplazamientos horizontales calculados para los edificios adyacentes para el nivel de que se trate.

Actualmente, ya se están construyendo este tipo de subestaciones encapsuladas en algunos de los sitios aquí estudiados, con proyectos estructurales similares también al estudiado, y en cuyo diseño se siguieron los lineamientos generales indicados anteriormente.

Sin embargo, cabe señalar que el aislamiento sísmico en este tipo de estructuras u otras estructuras en terrenos más blandos del valle de México, con periodos dominantes mayores a 1.25 segundos, requieren de estudios más detallados, dado que en estos sitios se han observado efectos de interacción inercial muy importantes para estructuras convencionales, principalmente de cabeceos de la cimentación (por ejemplo, Del Valle et al., 1988; Foutch et al., 1989). Además, la eficiencia y estabilidad del sistema de aislamiento se puede ver comprometido por asentamientos diferenciales de importancia, los cuales pueden ser más importantes en sitios con terrenos blandos no consolidados. Estos aspectos deberán explorarse en investigaciones futuras.

AGRADECIMIENTOS

Los autores desean expresar su agradecimiento a la Comisión Federal de Electricidad (CFE) por el patrocinio que permitió desarrollar este estudio a través del Instituto de Ingeniería de la UNAM.

REFERENCIAS

- Chopra, A. K. (1995). *Dynamics of Structures, Theory and Applications to Earthquake Engineering*, primera edición, Prentice Hall, Englewood Cliffs, New Jersey.
- Clough, R. W. y J. Penzien. (1993). *Dynamics of Structures*, segunda edición, McGraw-Hill, New York.
- CSI-2005 (2005). *CSI Analysis Reference Manual for SAP2000, ETABS, and SAFE*, Computers and Structures, Inc., Berkeley, California, USA.
- Del Valle, E., D. A. Foutch, K. D. Hjelmstad, E. Figueroa-Gutiérrez y A. Tena-Colunga (1988). "Seismic retrofit of a RC building: a case study", *Proceedings of the 9th World Conference on Earthquake Engineering*, Tokyo-Kyoto, Japan, Vol. VII, pp. 451-456.
- Foutch, D. A., Hjelmstad, K. D., Del Valle, E., Figueroa, E. y Downs, R. (1989). "The Mexico Earthquake of September 19, 1985 – Case studies of seismic strengthening for two buildings in Mexico City", *Earthquake Spectra*, Vol. 5, No. 1, pp. 153-174.
- Foutch, D. A., Gambill, J. B. y Garza-Tamez, F. (1993). "Investigation of a seismic base isolation system based on pendular action", Structural Research Series No 578, Department of Civil Engineering, University of Illinois at Urbana-Champaign.
- González, R. y Noguez, F.J. (1994). "Respuesta teórica de un edificio con aislamiento de base", *Revista de Ingeniería Sísmica*, SMIS, No. 46, pp. 23-52.
- Haskell, N. A. (1962). "Crustal reflection of plane P and SV waves", *Journal of Geophysical Research*, Vol. 67, pp. 4751- 4767.
- Nagarajaiah, S., Reinhorn, A.M. y Constantinou, M.C. (1991). "3D-Basis: Nonlinear dynamic analysis of three-dimensional base isolated structures: Part II", Technical Report NCEER-91-0005, National Center for Earthquake Engineering, State University of New York at Buffalo.
- NTCC-2004 (2004). "Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de concreto", Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, Gaceta Oficial del Distrito Federal, 6 de octubre de 2004.
- NTCDC-2004 (2004). "Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de cimentaciones", Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, Gaceta Oficial del Distrito Federal, 6 de octubre de 2004.

- NTCEM-2004 (2004). “Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras metálicas”, Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, Gaceta Oficial del Distrito Federal, 6 de octubre de 2004.
- NTCS-2004 (2004). “Normas técnicas complementarias para diseño por sismo”, Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, Gaceta Oficial del Distrito Federal, 6 de octubre de 2004.
- Ordaz, M., Miranda, E. y Avilés, J. (2003). “Propuesta de espectros de diseño por sismo para el DF”, *Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras*, Vol. 8, No. 2, pp. 189–207.
- Pérez-Rocha, L.E., Avilés, J., Tena-Colunga, A. y Cordero, C. (2014). “Influence of site effects and soil-structure interaction on seismic isolation of buildings on soft soils”, *Proceedings of the 10th National Conference in Earthquake Engineering: Frontiers in Earthquake Engineering*, Anchorage, Alaska, paper No. 1437, pp. 1-10.
- RCDF-2004 (2004). “Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal”, Gaceta Oficial del Distrito Federal, 29 de enero de 2004.
- Seed, H.B. y Idriss, I.M. (1969). “Influence of soil conditions on ground motions during earthquakes”, *ASCE Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division*, Vol. 95 (SM1), pp. 99-136.
- Tena, A., Pérez, L.E. y Avilés, J. (2012). “Factibilidad del empleo de aislamiento sísmico en edificios para subestaciones encapsuladas y transformadores de potencia en el valle de México”, Informe final para la Coordinación de Transmisión y Transformación (CPTT) de Comisión Federal de Electricidad, Instituto de Ingeniería, UNAM, mayo.
- Tena, A. (2014). “Manual de diseño de obras civiles. Tema 3, Capítulo 2, Diseño de estructuras con aislamiento de base”, Comisión Federal de Electricidad (CFE) e Instituto de Ingeniería, UNAM, México (en proceso de impresión).
- Tena-Colunga, A. (1996). “Some retrofit options for the seismic upgrading of old low-rise school buildings in Mexico”, *Earthquake Spectra*, Vol. 12, No. 4, pp. 883-902.
- Tena-Colunga, A. (2007). “State of the Art and State of the Practice for energy dissipation and seismic isolation of structures in Mexico”, *Proceedings of the 10th World Conference on Seismic Isolation, Energy Dissipation and Active Vibration Control of Structures*, Istanbul, Turkey, CD-ROM, pp. 1-27.
- Tena-Colunga, A. y Escamilla-Cruz, J.L. (2007). “Torsional amplifications in asymmetric base-isolated structures”, *Engineering Structures*, Vol. 29, No. 2, pp. 237-247.
- Tena-Colunga, A. (2010). “Review of the soft first story irregularity condition of buildings for seismic design”, *The Open Civil Engineering Journal*, Vol. 4, pp. 1-15.
- Tena-Colunga, A. (2013). “Seismic design of base-isolated buildings in Mexico. Part 1: Guidelines of a model code”, *The Open Civil Engineering Journal*, Vol. 7, pp. 17-31.
- Thompson, W.T. (1950). “Transmission of elastic waves through a stratified solid medium”, *Journal of Applied Physics*, Vol. 21, pp. 89-93.
- Zayas, V.A., Low, S.S. y Mahin, S.A. (1990). “A simple pendulum technique for achieving seismic isolation”, *Earthquake Spectra*, Vol. 6, No. 2, pp. 317-333.

